



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR “OSCAR TURCIOS” MEDIANTE LA
NORMA DE CONSTRUCCIÓN AASHTO-LRFD 2007.”**

Para optar al título de Ingeniero Civil.

Elaborado por:

Br. Wilmer Antonio Blandón Blandón.

Br. Marvin José Olivas Huete.

Tutor:

Ing. Ilich Parajón Centeno.

Asesor:

Msc. Ing. Eddie M. González.

Managua, Octubre 2015

Agradecimiento

Los autores de esta tesis queremos expresar nuestro más sincero agradecimiento a las personas e instituciones que hicieron posible la realización de este trabajo:

A nuestros padres por su dedicación en nuestra formación personal, profesional y su apoyo incondicional en el transcurso de nuestra vida y por inyectar en nosotros la confianza y la motivación necesaria para siempre luchar por los objetivos que nos podemos llegar a proponer.

A la alcaldía de Estelí, por la ayuda en los estudios topográficos así como información sobre el tipo de suelo en el área de estudio.

A nuestro tutor Ing. Ilich Parajón Centeno por el tiempo que nos brindó en el transcurso de nuestra tesis y por sus buenos aportes y recomendaciones en los estudios realizados.

Al Msc. Ing. Eddie M. González, asesor de la tesis por brindarnos sus conocimientos en los estudios hidráulicos e hidrológicos, y su asesoría brindada desde la entrega del protocolo hasta la culminación de la tesis.

A todas aquellas personas e instituciones que nos brindaron información y recursos.

A la UNI, nuestra Universidad Nacional de Ingeniería y a nuestros profesores de la carrera por sus conocimientos transmitidos.

Dedicatoria

Dedico primordialmente mi esfuerzo a Dios, por darme la sabiduría necesaria para tomar mis decisiones, y la paciencia y perseverancia para siempre superar los problemas y retos presentados en el transcurso de mi preparación profesional, y de mi vida.

A mis padres: Lic.Marvin José Olivas Huete, María Teresa Huete Huete, por el apoyo incondicional y motivacional y por sustentarme económicamente el transcurso de mi carrera y por los consejos que me fueron y siempre me serán muy útiles.

A mi padrino José Ramón Gallo Bravo, por su apoyo en el transcurso de mi carrera.

A mi familia y ami@s más por su motivación y apoyo incondicional.

A la cima no se llega superando a los demás sino superándose así mismo, porque yo soy, yo puedo, yo creo, yo tengo fe, con la bendición de Dios yo triunfare.

Dios, se el Arquitecto de mi futuro, qué yo seré el Ingeniero de mi presente.

Marvin José Olivas Huete

Dedicatoria

Después del largo recorrido atravesado durante el tiempo de realización de esta tesis, quiero dedicar mi esfuerzo a Dios sobre todas las cosas por brindarme la paciencia para saber actuar con sabiduría ante las adversidades, por protegerme día a día y por regalarme la inteligencia necesaria para desarrollarme profesionalmente.

A mis padres Francisco Javier Blandón y Martha Lilian Blandón, que son la base de mi existencia y quienes han sido fuente de inspiración en toda la trayectoria de mi vida y que siempre me dieron la fuerza suficiente para poder salir adelante en mis estudios.

A mi hermana Alioska Massiel Blandón y a mi tía María Antonia Blandón, a quien considero como una madre, quienes en las buenas y en las malas han sabido brindarme todo tipo de apoyo con sus consejos

También expreso mi agradecimiento a mis amistades, a unas por sus palabras de aliento y a otras por su colaboración en el desarrollo de esta tesis monográfica.

La montaña tiene subidas y bajadas, laderas y vueltas, cada una debe andar con su caminar diferente, apoyarnos de árboles y esquivar las piedras para no tropezar o simplemente para evitar deslizarnos hasta pie de la montaña. El tesoro que nos guarda en la cima debe ser nuestra inspiración debemos trabajar y caminar firmes para alcanzarlo.

José Ventura Ventura.

Wilmer Antonio Blandón Blandón

Resumen

El presente estudio monográfico, (Diseño del puente Vehicular Oscar Turcio), fue realizado en Estelí, la ubicación del proyecto es en el barrio Oscar Turcio. El método de diseño se basa en las especificaciones AASHTO LRFD 2007 para diseño de puentes, Cuarta Edición.

El contenido

Esta monografía se encuentra dividida en cinco capítulos en los cuales abarcan generalidades, los estudios básicos de ingeniería, el uso de las normativas AASHTO LRFD, diseño estructural y presupuesto de cantidad de materiales para la construcción del puente Oscar Turcio.

Estudios básicos de ingeniería	Estudios topográficos
	Análisis de tránsito
	Estudio geotécnicos
	Estudio hidrológico - hidráulico
	Estudio ambiental

De acuerdo a los estudios básicos realizados, se diseñaron los elementos estructurales que conformaran el puente vehicular Oscar Turcio, utilizando las normativas AASHTO LRFD los cuales son:

Diseño estructurales	Diseño de tablero del puente Oscar Turcio.
	Diseño de losa en voladizo.
	Diseño de la acera
	Diseño de viga de acero
	Diseño de conectores de cortante
	Diseño de Rigidizadores
	Diseño de apoyos
	Diseño de Estribo

Los resultados presentados en esta investigación se obtuvieron mediante programación de Hojas de cálculo de Excel, software para la concepción de diseño (Arcgis, HecRas, H canales, Sap 2000 v.16).

ÍNDICE

CAPITULO I “GENERALIDADES”.	1
1.1 Introducción	2
1.2 Antecedentes	3
1.3 Justificación	5
1.4 Objetivos	6
1.4.1 Objetivo general:	6
1.4.2 Objetivos específicos:	6
1.5 Marco Teórico	7
1.5.1 Puentes	7
1.5.2 Clasificación de los puentes.	7
1.5.3 Partes constitutivas de un puente	9
1.5.4 Criterios para diseño de puentes vehiculares.	10
1.5.5 Cargas utilizadas en el diseño de un puente.	10
1.5.6 Estudios básicos de ingeniería en diseño de puentes	11
1.5.7 Estudios básicos para el diseño del puente	12
CAPITULO II “ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERIA”	14
2.1 Estudio topográfico	15
2.1.1 Reconocimiento General del sitio del proyecto	15
2.2 Estudio geotécnico	17
2.2.1 Geología local	17
2.2.2 Estratigrafía y propiedades	17
2.2.3 Investigaciones de Campo	18
2.3 Análisis de tránsito	19
2.3.1 Aforo Vehicular	20
2.3.2 Determinación de tránsito promedio diaria (ADTTLS)	20
2.3.3 Determinación del tránsito promedio diario anual (TPDA)	21
2.4 Estudio hidrológico	22
2.4.1 Metodología del cálculo hidrológico (Transito de avenida)	22
2.4.2 Selección de la estación meteorológica	22
2.4.2.1 Estación Valle santa cruz	23
2.4.2.2 Estación Condega	24
2.4.3 Tránsito de avenida	25
2.5 Estudio hidráulico	27
2.5.1 Nivel de crecida para el gasto de diseño	27
2.5.2 Datos obtenidos para el diseño del Puente	28
2.5.3 Establecer Variantes de Longitudes y luces Parciales	28
2.5.4 Calculo de Altura de remanso (hr)	28
2.5.5 Coeficiente de Socavación máxima	29
2.6 Estudio ambiental	30
CAPITULO III “NORMATIVAS AASHTO LRFD”	32
3.1 Introducción a las normas AASTHO LRFD 2007.	33
3.2 Requisitos generales.	33
3.3 Factores de carga y combinaciones de cargas.	34

3.4	Estados límites. _____	34
3.5	Cargas de diseño. _____	37
3.6	Análisis de mononobe – okabe. _____	47
3.7	Efectos sísmicos: EQ _____	49
CAPITULO IV “DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN NORMATIVAS AASHTO LRFD 2007” _____		50
4.1	Aspectos de diseño. _____	51
4.1.1	Características del puente Oscar Turcio. _____	51
4.1.2	Dimensiones preliminares. _____	52
4.2	Diseño de tablero del puente Oscar Turcio. _____	55
4.3	Diseño de losa en voladizo. _____	75
4.4	Diseño de la acera _____	76
4.5	Diseño de viga de acero _____	76
4.6	Diseño de conectores de cortante _____	104
4.7	Diseño de Rigidizadores _____	111
4.8	Diseño de apoyos _____	121
4.9	Diseño De Estribo _____	134
CAPITULO V “PRESUPUESTO DE REQUERIMIENTO DE MATERIAL DEL PUENTE”. _____		163
CONCLUSIONES _____		165
RECOMENDACIONES _____		167
BIBLIOGRAFÍA _____		169
ANEXOS _____		170

Índice de figura y tablas

Figura 1.2-1: Mapa de macro localización del proyecto	3
Figura 1.2-2: Mapa de micro localización del proyecto	3
Figura 3.5.3-1: Camión de diseño	40
Figura 3.5.3-2: Efecto de nivel freático	45
Figura 3.5.3-3: Diagrama de fuerza de la cuña activa	48
Figura 4.2 -1: Tablero del puente Oscar Turcio en 3D.	55
Figura 4.2 -2: Ancho de faja	56
Figura 4.2.1-1: Sistema de barandas propuestas	59
Figura 4.2.2 -1: Distribución de acero	74
Figura 4.5.1 - 1: Súper estructura	77
Figura 4.5.8-1: Capacidad de momento plástico	93
Figura 4.6.3 - 1: Detalle de conectores de cortante	111
Figura 4.8 - 1: Apoyo elastomérico	123
Figura 4.9.1 - 1: Geometría de estribo	136
Figura 4.9.3 - 1: Diagrama de fuerzas de la cuña activa	144
Tabla 2.2.3-1: Descripción Estratigráfica de la Muestra de Suelo	18
Tabla 2.4.2.1 - 1: de Intensidades - Tiempo de duración	23
Tabla 2.4.2.2 - 1: Intensidad máxima anual estación Condega	24
Tabla 2.4.2.2 - 2: Intensidad, duración y frecuencia para la estación de Condega.	25
Tabla 2.4.3 – 1: Características obtenidas en cada sub Cuenca. TR 100 años	25
Tabla 2.4.3 - 2: Parámetros de tránsito	26
Tabla 4.1.1 - 1: Características geométricas del puente	51
Tabla 4.1.2 - 1: Características generales de la viga	52
Tabla 4.1.2 - 2: Características de la cubierta de concreto	53
Tabla 4.1.2 - 3: Propiedades de materiales de construcción de la superestructura	54
Tabla 4.2.1 - 1: Momentos negativos de diseño por losa	58
Tabla 4.2.1-2: Momentos negativos de diseño por sistemas de baranda	59
Tabla 4.2.1 - 3: Momentos negativos de diseño por acera	60
Tabla 4.2.1 – 4: Momentos negativos de diseño por superficie de rodamiento	60
Tabla 4.2.1 – 5: Resumen de momentos negativos por cargas en B	62
Tabla 4.2.1 - 6: Resumen de momentos positivos por cargas en F	64
Tabla 4.2.2 - 1: Características de varillas más comunes en Nicaragua	64
Tabla 4.2.2 – 2 RESULTADOS	74
Tabla 4.5.1 - 1: Criterios de diseño	77
Tabla 4.5.2 - 2: Propiedades de viga de diseño	78

Tabla 4.5.4 - 1:Propiedades de la sección en la _____ zona de momento positivo	81
Tabla 4.5.5 - 1:Cargas permanentes para vigas Interiores	82
Tabla 4.5.5 - 2:Cortantes por carga muerta sin factorar para una viga típica.....	83
Tabla 4.5.5 - 3:Momentos por carga muerta sin factorar para una viga típica.....	83
Tabla 4.5.6 - 1:Momentos y cortantes por carga viva afectados por los factores de distribución (Estado límite de resistencia).....	88
Tabla 4.5.6 - 2:Momentos y Cortantes por carga viva afectados por los factores de distribución (Estado límite de fatiga)	89
Tabla 4.5.6 - 3::Efectos de cargas combinadas en la zona de máximo momento positivo	91
Tabla 4.5.6 - 4:Efectos de cargas combinadas en la zona de máximo cortante positivo	91
Tabla 4.5.11 - 1:Brazos de momento para las ruedas interna y externa.....	102
Tabla 4.5.11 - 2:Cargas muertas sobre vigas externas.....	102
Tabla 4.6 – 1:Dimensiones del canal.....	104
Tabla 4.6 - 2:Valores de "B" según el N° de ciclos.....	104
Tabla 4.7.3.1 – 1:Carga de viento.....	118
Tabla 4.7.4 - 1:Área Efectiva de soldadura.....	119
Tabla 4.7.4 - 2:Centroide de la sección compuesta por el acero de refuerzo en el tablero y la viga de acero.....	120
Tabla 4.7.4 -3:Corte en la sección compuesta	121
Tabla 4.9 - 1:Propiedades de los materiales	134
Tabla 4.9 - 2:Datos relevantes de la superestructura	135
Tabla 4.9 - 3:Datos relevantes.....	135
Tabla 4.9.2 – 1: Resumen cargas verticales.....	138
Tabla 4.9.3 - 1: Cargas longitudinales y transversales multiplicadas por las presiones básicas de viento.	140
Tabla 4.9.3 - 2: Cargas de viento de la subestructura para el diseño del estribo	141
Tabla 4.9.3 - 3:Diseño de cargas de viento vehiculares para varios ángulos de ataque del viento	141
Tabla 4.9.3 - 4:Criterios para el cálculo de fuerzas activas y pasivas del estribo sobre del suelo	143
Tabla 4.9.3 – 5: Resumen cargas horizontales	145
Tabla 4.9.4 - 1:Estribo con puente cargas verticales V_u	145
Tabla 4.9.4 - 2:Momento estabilizador (Por cargas verticales) M_{Vu}	146

Tabla 4.9.4 - 3: Cargas horizontales H_u	146
Tabla 4.9.4 - 4: Momento de vuelco (Por cargas horizontales) M_{Hu}	147
Tabla 4.9.5 - 1: Estribo sin puente cargas verticales V_u	149
Tabla 4.9.5 - 2: Momento estabilizador (Por cargas verticales) M_{vu}	149
Tabla 4.9.5 - 3: Cargas horizontales H_u	149
Tabla 4.9.5 - 4: Momento de vuelco (Por cargas horizontales) M_{Hu}	150
Tabla 4.9.6.1 - 1: Cargas en base de pantalla.....	151

Índice de gráficos

Grafica 2.4.2.1 - 1: Curvas de intensidades – Duración – Retorno	23
Grafico 2.4.2.2 - 1: Curvas de intensidad - duración y frecuencia.....	25
Grafico 2.4.3 - 1: Hidrograma SBC-Zedros-1 Transitado a PZC-1.....	26
Grafico 2.4.3 - 2: Hidrograma de suma en el PZC-2.	26
Grafico 2.4.3 - 3: SBC-Zedros-3 transitado PZC-3 punto de cierre.....	27
Grafica 4.2.1 – 1: Cargas permanentes D_c	60

CAPITULO I

“GENERALIDADES”.

1.1 Introducción

El presente documento contiene el diseño de un puente vehicular que permita la conectividad y el mejoramiento vial, entre los barrios Oscar Turcio y Camilo Segundo, en la ciudad de Estelí- Nicaragua. La obra es solicitada por la ciudadanía debido a que esta vía urbana actualmente es una de las principales vías de circulación ciudadana, utilizando una estructura peatonal de madera insegura que sufre daños, especialmente durante la época de lluvias.

Actualmente las vías que conectan el barrio Oscar Turcio con el Camilo segundo, se encuentran divididas por el llamado zanjón de los Cedros, el cual cruza la ciudad de Estelí. En el sitio no existe un puente vehicular, por lo cual la población en épocas de lluvia tiene que invertir más tiempo en rodear el barrio para cruzar el puente más cercano o en muchos casos se arriesga a cruzar por una estructura de madera y pilares inestables.

Para el diseño de la obra civil, que resuelva la problemática a la que está sometida la población de la zona (Barrio Oscar Turcio y Camilo Segundo), se desarrollaron un conjunto de estudios básicos de ingeniería, que permitan la concepción de una estructura eficaz. Estos estudios son: Topográfico, geotécnicos, hidrológico, hidráulicos y un análisis de tránsito y ambiental. Estos sustentan los diseños geométricos y estructurales que estarán comprendido con una cubierta de concreto reforzado, viga de acero tipo (I) y estribos de concreto reforzado. Utilizando los diferentes manuales nacionales e internacionales como AASHTO-LRFD 2007 y RNC entre otros.

1.2 Antecedentes

El proyecto está macro localizado en Estelí, situado en la Región Las Segovias y está compuesto por seis municipios: Estelí, La Trinidad, Condega, San Nicolás, San Juan de Limay y Pueblo Nuevo. Para el año 2020 se estimó una población de 129,995 habitantes.

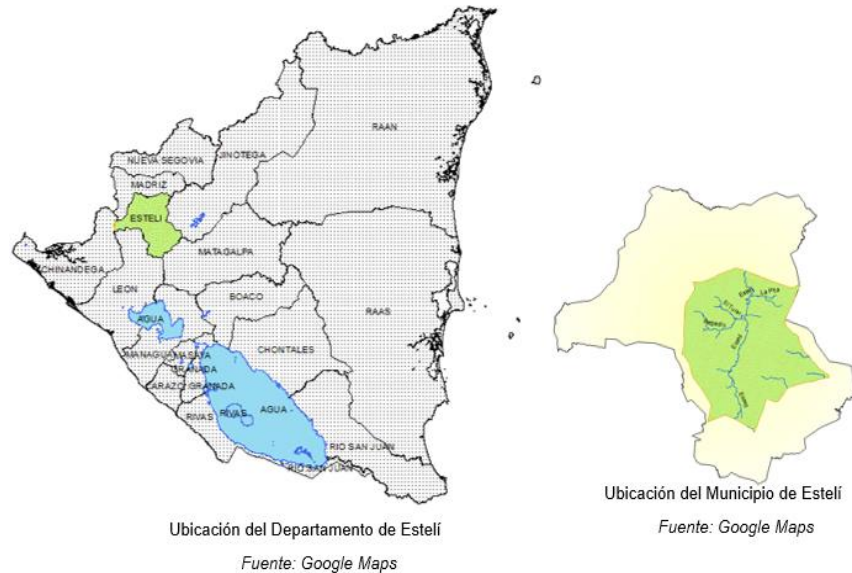


Figura 1.2 -1: Mapa de macro localización del proyecto



En Estelí existes relevantes afectaciones producto de la ocurrencia de fenómenos torrenciales como los huracanes Juana y Mitch, y otros fenómenos irregulares ocurridos en los últimos años. Sin embargo el Mitch fue el que mayor estrago ha causado principalmente en la zona urbana.

Durante la ocurrencia del Mitch (1998), la ciudad de Estelí se vio afectada principalmente por la crecida del Rio Estelí y sus tributarios, modificando el cauce y dando origen a un alto peligro por el desbordamiento del mismo y los afluentes aledaños, ocasionando la inundación de 26 barrios de la ciudad. En el Zanjón de los Cedros, las incesantes lluvias provocaron una socavación notable, teniendo una mayor amenaza para la población.

Una de las principales vías que conectan el barrio Camilo segundo con el Oscar Turcio, se encuentra inhabilitada para el tránsito vehicular ya que el zanjón de los cedros los divide. Debido a la destrucción del Mitch y la incapacidad económica de la alcaldía por dar respuesta inmediata, en el año 2000 los habitantes toman la iniciativa e intervienen construyendo una estructura peatonal que les permita conectar la vía dividida por el zanjón, haciendo uso de pilares de concreto prefabricados y madera; Con el trascurso de los años la estructura se ha ido deteriorando debido a las grandes precipitaciones y el tramo del zanjón se ha convertido más amenazador, pasando de una profundidad de 1.5 m a 2.80 mts, con las incesantes lluvias y las socavaciones proporcionadas por ellas, los pobladores han ido cambiando las maderas deteriorados y pilares por materiales en mejor estado.

Hasta la actualidad la estructura existente que comunica los barrios es peatonal e insegura; sin embargo la demanda poblacional exige que sea vehicular. Hasta el momento no se ha intervenido de una manera eficaz para una solución permanente y segura para los habitantes del Oscar Turcio-Camilo segundo.

1.3 Justificación

La población del barrio Oscar Turcio y Camilo Segundo solicita la construcción de un puente vehicular ya que los antiguos puentes del sector noreste de la ciudad actualmente no cubren la necesidad, debido al crecimiento poblacional. La alta población de este sector necesita de nuevos puentes vehiculares además de los antiguos puentes peatonales existentes. Una fracción de esta población es la de niños y padres de familia que visitan las instalaciones de “Centro de estudio Liceo Católico María Auxiliadora” y el centro de trabajo fábrica de Puro Fernández; quienes tienen que emplear rutas más largas para llegar a dichos centro, debido a la falta del puente a proponer. Es una obligación para los profesionales de la nación atender y generar oportunidades de desarrollo para nuestros pueblos mediante la creación de respuestas oportunas a los problemas reales que se presentan, mejorando así la competitividad de la economía nacional en un mercado cada vez más industrializado.

Con la construcción de este puente se beneficiarán directamente los pobladores de los barrios “Oscar Turcio” y “Camilo Segundo” entre los que se encuentran trabajadores de las tabacaleras, comerciantes, estudiantes y otros. El número de beneficiarios directos es de 6298 según estudios demográficos actuales.

Los estudios que se realizarán en esta investigación servirán de referencia para estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil o afines; debido a que los últimos proyectos realizados en la región se han ejecutado con mucha rapidez y sin tantos estudios minuciosos. La alcaldía nos ha dado la oportunidad de hacer un diseño tomando en consideración todos los aspectos que sean necesarios para satisfacer la necesidad en este lugar.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general:

- Realizar el diseño del puente vehicular “Oscar Turcio” ajustado a las normas de diseño AASHTO- LRFD 2007.

1.4.2 Objetivos específicos:

- Realizar los estudios de ingeniería no estructural o estudios básicos para establecer especificaciones de diseño de un puente vehicular.
- Aplicar los requisitos de diseño a la superestructura y subestructura del puente según la Norma AASHTO – LRFD 2007.
- Elaborar el presupuesto de material del puente.

1.5 Marco Teórico

Para poder elaborar el diseño de este proyecto, se tomaran en consideración los conocimientos previos; que nos orienten a ejecutar su diseño.

La orientación del Proyecto es la base fundamental de su diseño; y es necesario tomar en cuenta todo el conocimiento existente, para un buen diseño final; que cumpla satisfactoriamente con las necesidades del lugar, al cual se quiere dar una clara solución a los habitantes afectados.

1.5.1 Puentes

Su finalidad es dar continuidad a una vía, a un canal o a un ducto y debe transmitir un estado de cargas desde el espacio hacia la tierra. Su construcción sigue evolucionando en busca de satisfacer las necesidades más complicadas de las comunidades. Esta evolución está limitada más en el campo de la economía que en el diseño y técnicas estructurales.

El proyecto y cálculo de este tipo de obras pertenecen a la Ingeniería estructural que es una rama clásica de la Ingeniería Civil. Su finalidad es la de conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista resistente. En un sentido práctico, la Ingeniería Estructural es la aplicación de la mecánica Newtoniana para el diseño de elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes muros, presas, túneles, etc.

1.5.2 Clasificación de los puentes.

Los Puentes pueden clasificarse de acuerdo a los siguientes criterios:

- Según su longitud

Puentes Pequeños (menores que 3m), Puentes Medianos (entre 6 y 50m) y Puentes Grandes (mayores que 50m).

- Según su uso

Según la naturaleza de la vía soportada corresponderá al estado de cargas con el cual se diseña el puente: peatonal, vehicular, ferrocarrilero, acueducto, etc.

- Según el ángulo que forman con el eje del obstáculo: rectos y oblicuos.
- Según el material con el que construye: Hormigón armado, madera, etc.
- Según la función estructural.

Esta clasificación está basada en los tipos de apoyo que tenga el puente en sus extremos de los que dependerá la luz a vencer: puentes de celosía, colgantes, atirantados, en arco, puentes viga de losa maciza, pórticos, etc.

- Según la movilidad del tablero.

Estos permiten el paso de los barcos, son llamados puentes móviles: levadizos, de elevación, vertical y giratorios.

- Según el tiempo de vida previsto: provisionales y definitivos.
- Según el obstáculo que salva: Viaducto, pasos elevado, alcantarilla etc.
- De acuerdo al sistema estructural predominante: Isostáticos e Hiperestáticos.
- De acuerdo al Sistema Constructivo empleado: Vaciado en sitio, de losa de concreto armado o postensado sobre vigas prefabricadas, construido por voladizo sucesivos, atirantados, tipo arpa, lanzado, etc.

1.5.3 Partes constitutivas de un puente

Un puente generalmente está constituido por la subestructura y la superestructura, aparatos de apoyo y obras adicionales.

Superestructura: Es la parte del puente que cubre los claros entre apoyos, está formada por elementos que soportan directamente las cargas móviles y tiene la función de transmitir las cargas a la subestructura. La superestructura se compone de: calzada o superficie de rodamiento, Sistemas de barandas o parapetos, losa y vigas o largueros.

Subestructura: Son los elementos encargados de transmitir las cargas desde la superestructura hacia el suelo.

Apoyos: Físicamente se ubican entre la superestructura y la subestructura del puente. Estos elementos materializan el tipo de apoyo en el modelo matemático de tal manera que el funcionamiento estructural real esté de acuerdo a lo previsto en el cálculo.

Pilas: Soportan los tramos. Actúan como apoyos intermedios.

Estribos: Trabajan como apoyos del puente y soportan los terraplenes que conducen al puente (apoyos en los extremos).

Cimentaciones: Están formados por las rocas o terreno que soportan el peso de estribos y pilas. Fundaciones superficiales (zapatas) o Fundaciones profundas (pilotes).

1.5.4 Criterios para diseño de puentes vehiculares.

Los principales factores a tener en cuenta para la construcción de puente son:

Longitud total: Depende del máximo caudal esperado así como también de la topografía del accidente a salvar.

Altura de puente: Está en función del nivel máximo de crecida y si el río es navegable depende del tipo de navegación.

Ancho total del puente: Está dado por el tipo de carretera y el número de vías, se recomienda un mínimo de 3.6m de ancho del carril para vehículos y 0.75 m de acera para peatones. En puentes con tráfico en dos sentidos, la capa de rodadura debe tener doble pendiente para facilitar el drenaje de las aguas. La pendiente transversal es recomendable entre el 1% y el 2%. En el caso de que el puente sirva sólo para un carril, la pendiente será del 1%.a un solo lado. Si un puente es oblicuo las pilas deben ubicarse paralelas a la corriente de agua para disminuir el efecto de la corriente que tiende a socavarlas.

Profundidad de cimentación: En sectores con problemas el nivel de cimentación debe ir de 2 a 3m por debajo del nivel máximo de socavación.

1.5.5 Cargas utilizadas en el diseño de un puente.

El puente, durante y después de su construcción, se verá sometido a fuerzas aplicadas directamente sobre las estructuras y que son la causa de sus posibles movimientos y deformaciones. Entre éstas se mencionan las siguientes:

Cargas permanentes variables: Efecto del preesfuerzo, contracción y fluencia del concreto, asentamiento de apoyos.

Cargas permanentes: Carga muerta, empuje de tierras.

Cargas transitorias: Carga viva (tándem o camión de diseño, cargas peatonales y otras), amplificación dinámica, impacto, fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, viento, efectos de temperatura.

Cargas excepcionales: Sismo.

Cargas temporales: Cargas durante la construcción o el mantenimiento.

1.5.6 Estudios básicos de ingeniería en diseño de puentes

La AASHTO-LRFD 2007 indica concebir los estudios básicos de ingeniería antes de proceder con el diseño del proyecto de un puente, los cuales son indispensables de realizar; permiten tomar conocimiento pleno de la zona, que proporcione información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales, y ejecutables.

El proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades y bondades que le caracterizan a la zona antes de definir el emplazamiento del puente. Emplazamiento que deberá ser fruto de un estudio comparativo de varias alternativas, y que sea la mejor respuesta dentro las limitaciones (generación de información) y variaciones de comportamiento de los cambios naturales y provocados de la naturaleza.

Debe igualmente especificar el nivel de los estudios básicos y los datos específicos que deben ser obtenidos. Si bien es cierto que los datos naturales no se obtienen nunca de un modo perfecto, estos deben ser claros y útiles para la elaboración del proyecto.

Como parte de los estudios no estructurales, es igualmente recomendable realizar un estudio e inventario de la disponibilidad de materiales, infraestructura

instalada, mano de obra especializada, equipos, y otros que el proyectista considere de utilidad.¹

1.5.7 Estudios básicos para el diseño del puente

Estos estudios, son destinados para recabar los informes necesarios que servirían en base para el diseño. Deben ser realizados con todo cuidado y buen criterio pues de nada nos serviría un buen diseño si este se basa en estudios de campo incompletos, erróneos o deficientes. Los estudios no estructurales realizados para el diseño del puente Oscar Turcio son los siguientes:

Topografía

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.

Hidrológico e Hidráulico

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.

Estudio de suelos

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

Estudio de tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos

¹ "AASHTO LRFD 2007"

establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente, para el diseño del puente vehicular Oscar Turcio se ejecutó un análisis de tráfico debido a la ubicación y volumen de tráfico

Estudios de impacto ambiental

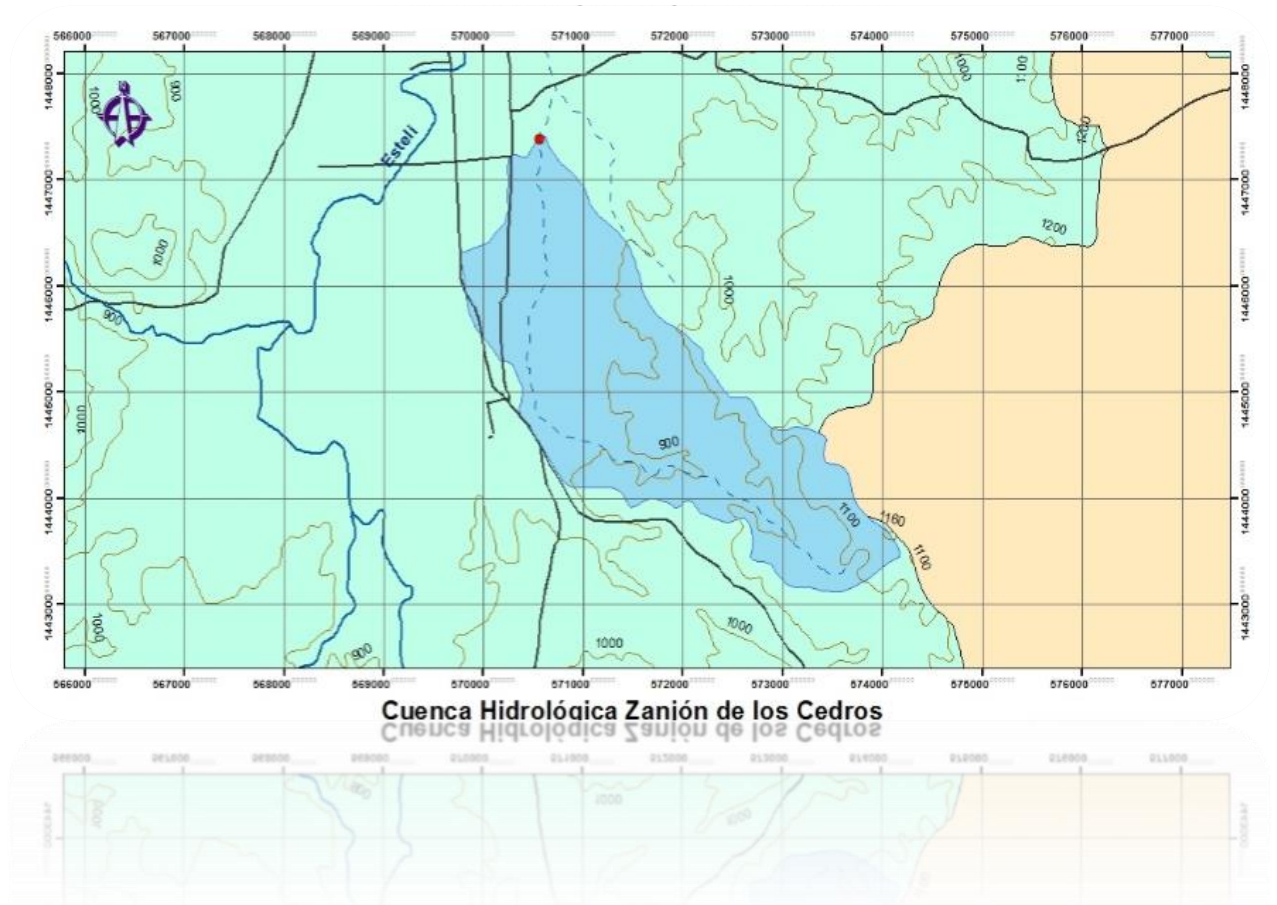
Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos. El puente Oscar Turcio se sometió solo a un análisis ambiental por la su magnitud y el lugar en el que se encuentra ubicado.

Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

CAPITULO II

“ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERIA”



2.1 Estudio topográfico

Los estudios topográficos comprenden el reconocimiento y selección del cruce para el puente vehicular Oscar Turcio, trazado de los accesos antes y después del cruce para empalmar con el camino existente, levantamiento del cauce aguas arriba y aguas abajo y mapa de vecindad del área del cruce en estudio. Con los levantamientos topográficos de los accesos se determinaron las cantidades de obra a ejecutar para la construcción de los mismos, así también se definió la rasante del puente y sus accesos.

2.1.1 Reconocimiento General del sitio del proyecto

Esta parte del estudio tuvo la finalidad de identificar los posibles cruces, con el propósito de analizar el mejor trazado de los accesos y determinar el cruce más viable, a fin de conseguir que el emplazamiento del puente reúna las mejores condiciones de funcionamiento, tanto desde el punto de vista hidráulico como vial, el puente en estudio conectara los barrios Oscar Turcio- Camilo Segundo el cual se encuentra dividido por el zanjón de los cedros. **(Ver Anexo A fotos del sitio del proyecto).**

Las actividades del estudio topográfico fueron ejecutadas para obtener toda la información necesaria, de tal forma que permitiera a las diferentes disciplinas de trabajo, realizar los estudios y diseños correspondientes al proyecto.

Haciendo uso de un Estación Total se procedió a establecer dos puntos de control con sus respectivas coordenadas (X, Y, Z). Una vez establecidos los Bancos de Nivel en el sitio, se procedió a levantar altoplanimetricamente aguas arriba 100.00m y 100.00m aguas abajo, con secciones transversales a cada 20.00 m y/o en puntos de interés.

Para el trazado de los accesos al puente, se realizaron los siguientes levantamientos topográficos:

1. Se trazó la poligonal del eje de los accesos al menos 100m antes de la entrada al puente donde culmina el barrio (Oscar Turcio) y 100.00m después de la salida (en dirección al barrio Camilo Segundo).
2. Se levantó el perfil del eje de los accesos cada 20.00m y en puntos de interés.
3. Se levantaron el perfil del cruce y secciones transversales, cada 20 m sobre el eje de los accesos abarcando el derecho de vía previsto.

Para el cauce se realizaron los siguientes levantamientos Topográficos:

1. Trazado de la poligonal del cauce 100.00m aguas arriba y 100.00m aguas abajo.
2. Levantamiento del perfil del cauce en estaciones cada 20.00m y en puntos de interés sobre la poligonal del cauce.
3. Se levantó el perfil del cruce y secciones transversales del cauce a cada 20.00m, aguas arriba y aguas abajo (100.00m y 100.00m respectivamente), perpendiculares al eje de la poligonal del cauce, abarcando la zona de influencia de las aguas (NAME) y una distancia prudencial más allá.
4. Se tomaron secciones transversales intermedias, donde ocurren cambios importantes.
5. Los levantamientos de la poligonal del cauce han sido debidamente amarrados a los controles verticales y horizontales de los accesos.

Hasta al momento existen diferentes programas que nos pueden brindar un manejo eficaz de los resultados obtenidos en campo por el levantamiento topográficos en nuestro caso los programas usados para obtener las características de área en estudio son Arcgis, AutoCAD 2014 **(Ver Anexo A)**.

2.2 Estudio geotécnico

El objetivo del estudio Geotécnico, tiene el fin de conocer las características de los materiales que se encuentran en el sub suelo del sitio de emplazamiento del puente vehicular Oscar Turcio y relacionarlos con los estudios realizados al sitio.

A fin de cumplir con los objetivos planteados, conocer y confirmar las características de suelo con los estudios proporcionados por la alcaldía de Estelí, se realizaron las siguientes actividades: sondeo de excavación cielo abierto y ensayos de laboratorio.

2.2.1 Geología local

El departamento de Estelí es una estructura del tipo depresión tectónica o graben simétrico inverso. Éste graben intramontañoso se prolonga más hacia el sur y oeste expresado en sus pendientes más elevadas. Está rodeado por bloques montañosos con elevaciones de hasta 1,600 m sobre el nivel del mar que conforman mesetas volcánicas. Los bloques montañosos, en sus bases o niveles inferiores están formados por rocas volcánicas Miocénicas del grupo Coyol Inferior que a su vez está integrado por andesitas e ignimbritas dacíticas.

2.2.2 Estratigrafía y propiedades

Según la geología de departamento de Estelí elaborado por **(E. Rodezno C. y Carlos Birbuet)** la localización del sitio en estudio se encuentra clasificado como un suelo aluvial. **(Ver anexos A)**

La estratigrafía en el sitio de estudio se encuentra una capa superficial de, arena, gravas, arcillas y limos con un espesor que puede variar hasta un máximo de 30 m continuando con una capa de arenas y grava con un espesor de 38 m y una tercera capa de arena gravas y arcilla.²

² Maestría de Estudios Geofísicos en el Valle de Estelí-Nicaragua, Aplicando tres métodos geofísicos, (Tutor Dr. Jorge Arturo Arzate Flores) y Estudio Hidrogeológico del Funcionamiento del Acuífero de Estelí, (Tutor MSc. Enoc Castillo).

2.2.3 Investigaciones de Campo

En vista que las características del material, obedecían a una misma tipología en la zona de estudio. Se procedió a realizar un único sondeo manual, excavación de cielo abierto.

Utilizando resultados de campo y de laboratorio se formó la columna estratigráfica definitiva del sondeo hasta los 3 metros de excavación, correlacionando con la estratigrafía de la zona obtenida por el estudio de sondeos eléctricos (**Ver acápite 2.2.2**), se preparó el corte estratigráfico del subsuelo a lo largo del puente a partir de lo anterior, se hará la descripción estratigráfica que sigue:

Capa 1	Profundidad (m)	Descripción
I	De 0.0 a 0.55	Arenas, arcillas y limos y basura
II	De 0.55 a 0 1.90	Arenas, gravas arcillas y limos
III	De 2.45 a 9 aproximad.	Arenas pobremente graduadas, arenas con grava, poco o ningún fino (SP)

Tabla 2.2.3-1: Descripción Estratigráfica de la Muestra de Suelo.

Valoración suelos S.U.C.S.

Principales divisiones 1	Letra 2	Símbolo dibujo color 3	Nombre 4	Valor como terrapienes 5	Permeabilidad cm ³ /seg 6	Máximo peso unitario T/m ³ 7	Valor como cimentaciones 8	Requisitos para controlar las filtraciones 9
Arenas y suelos arcillosos	SW		Arenas: bien graduadas, arenas con grava, poco o ningún fino	Muy estable, secciones permeables, necesita protección de los taludes	$K > 10^{-3}$	1,76-2,08	Buen apoyo	Capa aislante de revestimiento aguas arriba y drenaje en la base de la presa
	SP		Arenas: pobremente graduadas, arenas con grava, poco o ningún fino	Razonablemente estable, puede usarse en secciones de diques con taludes muy tendidos	$K > 10^{-3}$	1,76-1,92	Apoyo de bueno a pobre en función de la densidad	Capa aislante de revestimiento aguas arriba y drenaje en la base de la presa
	SM		Arenas: limosas, mezclas de arena y limo	Razonablemente estable, particularmente no conveniente para revestimientos, pero puede usarse para núcleos impermeables o diques	$10^{-3} < K < 10^{-6}$	1,76-2,00	Apoyo de bueno a pobre en función de la densidad	Capa aislante de revestimiento aguas arriba y drenaje en la base de la presa
	SC		Arenas arcillosas, mezcla de arena y arcilla	Mediamente estable, se emplea en núcleos impermeables para control de la corriente a través de las estructuras	$10^{-6} < K < 10^{-8}$	1,68-1,92	Apoyo de bueno a pobre	Ninguno

Fuente: S.U.C.S

En el estrato de suelo a 3 m de profundidad se obtiene; **Arenas pobremente graduadas, arenas con grava, poco o ningún fino (SP)**, este material se

utilizara para suelo de cimentación del puente vehicular Oscar Turcio, con las siguientes características relevantes para el diseño de la estructura:

Peso volumétrico = 1920 Kg/m³

Capacidad admisible = 4.30 Kg/m²

Ángulo de fricción del suelo = 33 °

Tipo de suelo = II **RNC Art.25**

Zona sísmica =B **(RNC – Figura 2)**

- Razonablemente estable, puede usarse en secciones de diques con taludes muy tendidos.
- Apoyo de bueno a pobre en función de la densidad.

Características del suelo en cuanto a aptitud para cimientos o para formar parte de terraplenes según **(S.U.C.S.)**.

símbolo	SP	Riesgo de asientos	Muy bajo
Tipo de suelo	Arenas limpias mal graduadas	Modificación de resistencia por cambios de humedad	Muy baja
Capacidad de carga	Alta	Compactibilidad	Buena

El material de relleno a utilizar para el puente Oscar Turcio será del “Banco de Materiales El Diamante N°1 (Suelo) **ver propiedades en Anexos A.**

2.3 Análisis de tránsito

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente. Para el diseño del puente vehicular Oscar Turcio se ejecutó un análisis de tráfico debido a la ubicación y volumen de tráfico, para la obtención de datos relevantes especificados por la **AASHTO LRFD**.

2.3.1 Aforo Vehicular

Para poder determinar la cantidad y composición vehicular actual y futura que circula por el tramo, fue necesario realizar un conteo vehicular 100 m aguas abajo del sitio a ubicar la estructura a diseñar, el volumen promedio total del tráfico durante el período de conteo realizado se muestra en “**Anexos A**”

2.3.2 Determinación de tránsito promedio diaria (ADTT_{LS})

La **AASHTO LRFD en el Art. C3.6.1.4.2** para fines de obtener datos relevantes para el diseño de la estructura estipula: “Un camión se define como cualquier vehículo con más de dos ejes o cuatro ruedas. El ADTT en un único carril es el que corresponde al carril por el cual la mayoría de los camiones atraviesan el puente”.

El ADTT se puede determinar multiplicando el ADT por la fracción de camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Siguientes tabla:³

AASHTO LRFD Tabla 3.6.1.4.2-1 – Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1
2	0.85
3 ó más	0.80

Para la determinación del ADT se tomaran en cuentan los criterios que estipula el **(LRFD Art. C3.6.1.4.2)**.

Del aforo vehicular realizado ver “**Anexos A**”, se obtendrán el TPD, de los camiones que circularon para así obtener en este caso ADT estipulado en LRFD.

³ AASHTO LRFD 4 Edición 2007

En el caso del puente Oscar Turcio el ADTT será tomado en cuenta para los 2 sentidos debido a no tener tanta demanda vehicular en comparación con las vías principales del casco urbano de Estelí.

$$ADTT_{SL=p} \times ADTT \text{ (LRFD 3.6.1.4.2)} ADTT_{SL=1} \times 89 = 89$$

2.3.3 Determinación del tránsito promedio diario anual (TPDA)

El tráfico promedio diario anual (TPDA) para fines de diseño se calcula a través de la ecuación:

$$TPDA = TPD_{(12 \text{ horas})} \times F_D \times F_s \times F_t$$

Donde:

TPD: Tráfico Promedio Diario

F_d: Factor día

F_s: Factor de semana

F_t: Factor temporada

Apoyados en el anuario estadístico del MTI del año 2010, se emplearon los factores de expansión (F_d, F_s, F_t) de la estación 3505 perteneciente a Estelí – La Estanzuela por ser la más próxima a la carretera en estudio considerándose como representativa de las condiciones existentes en el mismo. La tabla empleada para determinar los factores se refleja en el “**Anexo A**”.

El tráfico promedio diario anual (TPDA), correspondiente al tramo, estimado para el año 2015 fue de 305 vehículos por día.

Para encontrar el TPDA final se realizó la suma del TPDA (normal) y el Tráfico Generado (TG), al cual se le asignan tasas de incremento entre el 5 y el 25 % del tránsito normal, proponiendo el 10%; “**Ver Anexo A**”

De acuerdo a los resultados podemos analizar que el vehículo pesado que más tránsito tiene son camiones menores o iguales a 4 ejes por ende podemos

concluir como vehículo de diseño para el diseño de la estructura del puente Vehicular Oscar Turcio el camión HL-93 estipulados por la **AASHTO LRFD**.
(Véase LRFD Art.

2.4 Estudio hidrológico

El objetivo del estudio hidrológico es determinar el caudal que debe evacuar cada elemento del desagüe superficial, ya sea longitudinal o transversal en el punto a ubicar la estructura del puente en estudio (Puente Oscar Turcio). Para esta determinación se puede partir de datos de precipitaciones (lo que es adecuado en las cuencas pequeñas e inevitable siempre que no existen datos de caudales) o de caudales aforados en las cuencas importantes. Para este análisis se contó con la información de estación meteorológica (Estación Condega).

2.4.1 Metodología del cálculo hidrológico (Transito de avenida)

El cálculo del caudal máximo probable que pueda suceder en el punto de cierre de la cuenca, es imprescindible para la toma de decisión en lo referente a la construcción de estructuras hidráulicas, para determinar niveles de inundación producidos por avenidas. El tránsito de avenida son todos los procedimientos con los cuales se pueden determinar el tiempo y la magnitud de una avenida en un punto del cauce, basándose en datos conocidos o supuestos en uno o más puntos aguas arriba del sitio de interés.

2.4.2 Selección de la estación meteorológica

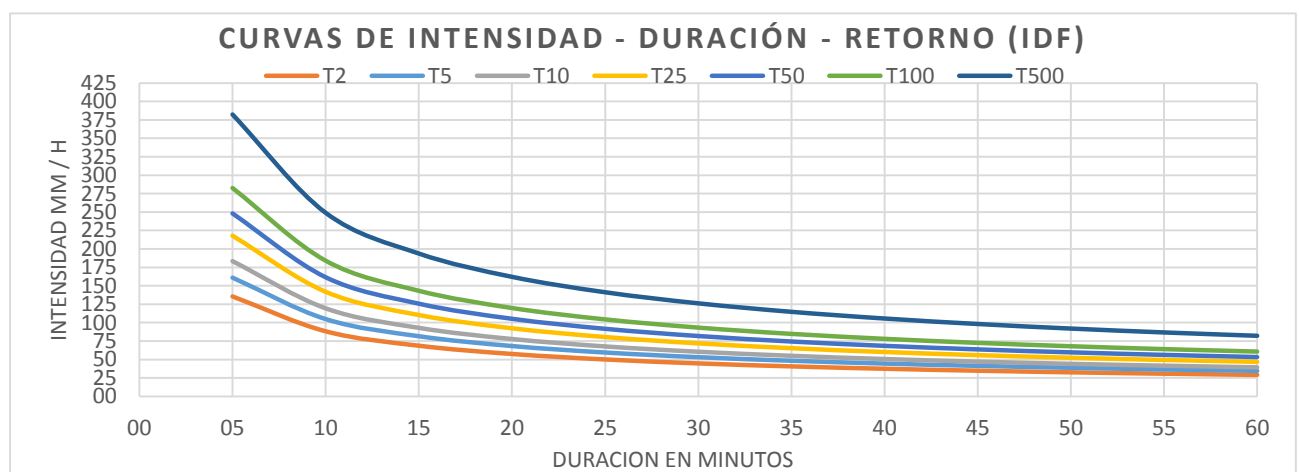
Las estaciones consideradas deben ser representativas y la serie disponible de datos debe ser suficientemente larga para permitir un ajuste estadístico, como el de Gumbel con una precisión suficiente. La selección depende de la cercanía con el proyecto y de las condiciones topográficas de su área de influencia.

2.4.2.1 Estación Valle santa cruz

Esta estación se encuentra ubicada en la comunidad valle santa cruz del departamento de Estelí con coordenadas geográficas con Latitud: 13° 01' 06" N y Longitud: 86° 18' 54" W en la cual sometemos a análisis por la cercanía en la que se encuentra con respecto al sitio donde se diseñara el puente Oscar Turcio.

Se utilizó el registro pluviométricos proporcionados por INITER del año 1969 al 2011 para obtener las curvas de Intensidad Duración y Frecuencia y obtener los datos representados en la Tabla de intensidades - Tiempo de duración.

Tabla 2.4.2.1 - 1: de Intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia	Duración en minutos											
años	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	45.0	50.0	55.0	60.0
2.0	135.6	88.3	68.7	57.5	50.1	44.7	40.7	37.4	34.8	32.6	30.7	29.1
5.0	161.0	104.8	81.6	68.3	59.5	53.1	48.3	44.5	41.3	38.7	36.5	34.6
10.0	183.4	119.4	92.9	77.8	67.7	60.5	55.0	50.6	47.1	44.1	41.6	39.4
25.0	217.8	141.9	110.4	92.4	80.5	71.9	65.3	60.2	55.9	52.4	49.4	46.8
50.0	248.1	161.6	125.7	105.2	91.6	81.9	74.4	68.5	63.7	59.7	56.3	53.3
100.0	282.6	184.0	143.2	119.8	104.4	93.3	84.8	78.0	72.6	68.0	64.1	60.7
500.0	382.4	249.0	193.7	162.1	141.2	126.2	114.7	105.6	98.2	92.0	86.7	82.2



Grafica 2.4.2.1 - 1: Curvas de intensidades – Duración – Retorno.

2.4.2.2 Estación Condega

En el año 2013 el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), en alianza con el Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales, autoridades municipales y sus asociaciones, instituciones académicas, ONG y otras, está implementando el Proyecto “Reducción de la Vulnerabilidad y Adaptación al Cambio Climático en la Región de Las Segovias – Nicaragua”, con el apoyo de la Agencia Suiza para la Cooperación y el Desarrollo (COSUDE), con el objetivo de contribuir a prevenir y reducir las consecuencias de crisis provocadas por el cambio climático.⁴

Para los fines del proyecto nos basaremos en los resultados obtenidos del estudio mencionado ya que se nos brinda la oportunidad que una de las estaciones estudiadas es la de Condega, en referencia unas de las más cerca que pueden proveer información satisfactorio para el estudio hidrológico teniendo en cuenta el relevante cambio climático en el que ha sido sometido el país los últimos años.

ANOS	5	10	15	30	60	120	360
1978	175.2	138.0	108.8	107.0	76.0	40.2	14.7
1979	153.6	105.6	80.0	59.2	32.2	21.2	7.9
1980	168.0	120.0	120.0	85.4	58.6	30.2	11.0
1981	120.0	78.0	70.0	45.0	25.3	13.8	5.1
1982	148.8	130.8	128.0	83.8	63.2	36.3	14.2
1983	111.6	111.6	99.6	79.2	48.2	24.2	10.7
1984	132.0	108.0	74.8	60.2	36.0	24.1	8.7
1985	148.8	136.8	109.6	83.8	43.2	22.0	7.8
1986	118.8	79.2	70.4	45.2	43.0	23.6	9.0
1987	156.0	150.0	132.0	102.0	64.6	32.9	11.6
1988	84.0	58.8	43.6	29.4	20.9	11.9	7.6
1989	116.4	69.6	59.2	35.2	17.8	9.0	3.3
1990	159.6	106.8	83.2	51.6	48.2	29.4	11.6
1991	120.0	102.0	79.2	58.0	57.7	32.8	11.8
1992	117.6	91.8	72.0	46.0	23.4	12.7	4.7
1993	118.8	93.6	78.8	49.8	30.0	16.8	6.5
1994	110.4	66.0	58.0	33.6	19.8	16.7	6.7
1995	120.0	87.0	71.6	40.8	38.7	20.0	7.0
1996	96.0	63.0	57.2	55.0	30.7	15.9	7.2
1997	84.0	52.8	44.0	35.6	31.8	19.3	6.7
1998	125.2	102.0	84.3	58.8	29.1	18.8	7.1
1999	118.8	117.6	78.4	49.6	43.6	33.2	12.0
2000	106.6	97.2	76.4	42.2	32.4	17.2	6.0
2001	120.0	119.4	114.8	58.6	40.0	22.9	9.8
2002	231.6	151.8	116.0	101.4	57.9	30.4	10.3
2003	118.8	117.0	82.0	78.2	62.8	32.0	11.0
2004	99.6	50.0	36.0	24.6	22.4	19.0	6.6
2005	120.0	72.0	62.4	37.4	29.1	16.2	5.6
2006	117.6	94.8	75.2	58.2	50.9	26.0	11.0
2007	115.2	82.8	76.0	60.4	37.9	20.0	7.0
2008	127.2	117.6	80.4	48.2	30.3	22.0	9.0
2009	154.8	114.0	90.8	59.0	42.1	22.7	8.0
2010	115.2	105.0	76.4	63.0	42.9	32.1	10.8

Tabla 2.4.2.2 - 1: Intensidad máxima anual estación Condega.

⁴Informe final de la consultoría: Elaboración de escenarios climáticos actuales y futuros del proyecto “Enfoque territorial contra el cambio climático, medidas de adaptación y reducción de la Vulnerabilidades en la Región de Las Segovias – Nicaragua”

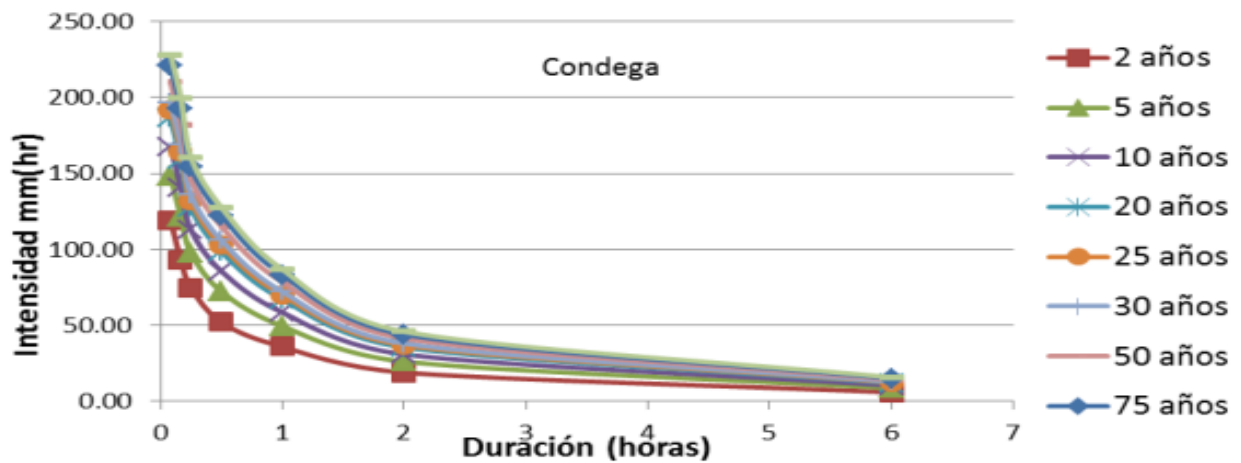


Grafico 2.4.2.2 - 1: Curvas de intensidad - duración y frecuencia.

Tabla 2.4.2.2 - 2: Intensidad, duración y frecuencia para la estación de Condega.								
Período de Retorno (T)								
Duración	2	5	10	20	25	50	75	100 años
5	119.19	148.35	167.66	186.18	192.05	210.15	220.67	228.12
10	92.9	121.48	140.39	158.54	164.3	182.03	192.34	199.63
15	74.62	97.59	112.8	127.39	132.01	146.27	154.56	160.42
30	52.01	72.26	85.66	98.52	102.6	115.16	122.46	127.63
60	35.96	49.59	58.61	67.27	70.01	78.47	83.39	86.87
120	19	26.21	30.98	35.55	37	41.47	44.07	45.91
360	6	8.65	10.4	12.09	12.62	14.26	15.22	15.9

2.4.3 Tránsito de avenida

Tabla 2.4.3 – 1: Características obtenidas en cada sub Cuenca. TR 100 años			
PARAMETROS	SUBCUENCA		
	SBC-Zcedros-1	SBC-Zcedros-2	SBC-Zcedros-3
Área (km2)	1.731164996	2.422571547	3.031608231
Longitud (m)	1940.440	1472.670	3331.295
Hmax (msnm)	1160	1000	890
Hmim (msnm)	1000	890.00	846
Sc (%)	8.245552555	7.46942628	1.320807832
Tc (minuto)	9.097986236	7.642444888	27.91871967
I (mm/h)	204.81	213.05	131.08
C	0.15	0.15	0.625
Q (m³/s)	14.77451115	21.50708994	68.99565929

Tabla 2.4.3 - 2: Parámetros de tránsito								
TRANSITO	VT	LT (m)	K	T	X	C0	C1	C2
SBC-Zcedros-1								
PZC-1	213.28	1940.44	9.098	4.55	0.20	0.0476	0.4286	0.5238
SBC-Zcedros-2								
PZC-2	202.99	1472.67	7.255	3.82	0.20	0.0596	0.4357	0.5047
SBC-Zcedros-3								
PZC-3	178.53	3331.29	18.66	13.96	0.20	0.1483	0.4890	0.3628

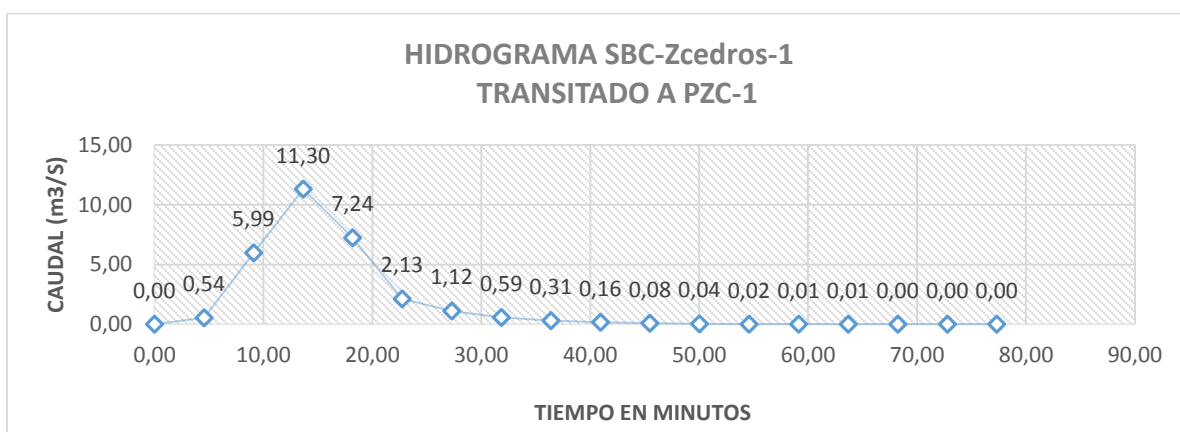


Grafico 2.4.3 - 1: Hidrograma SBC-Zcedros-1 Transitado a PZC-1.

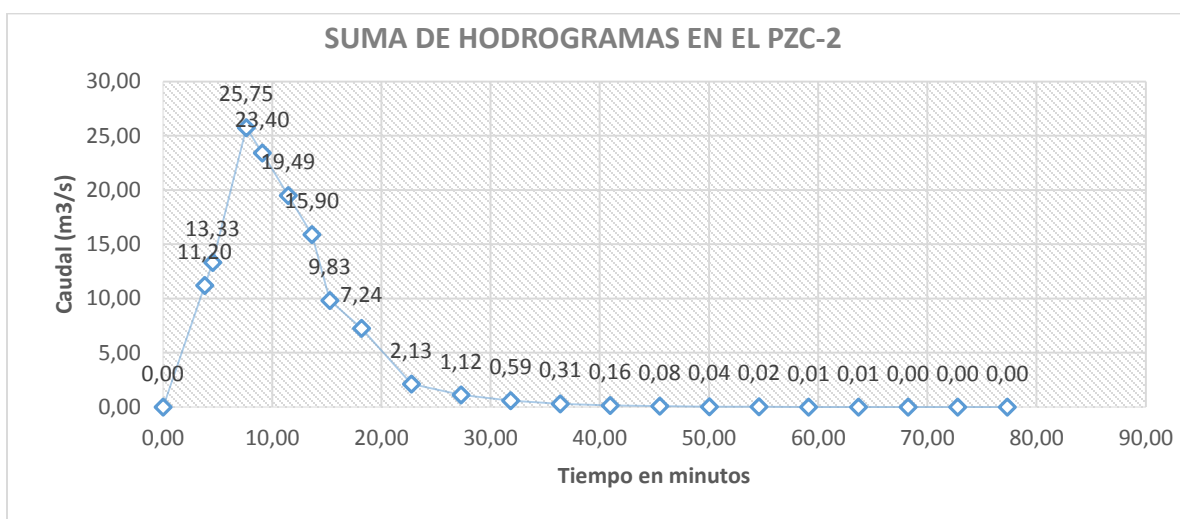


Grafico 2.4.3 - 2: Hidrograma de suma en el PZC-2.

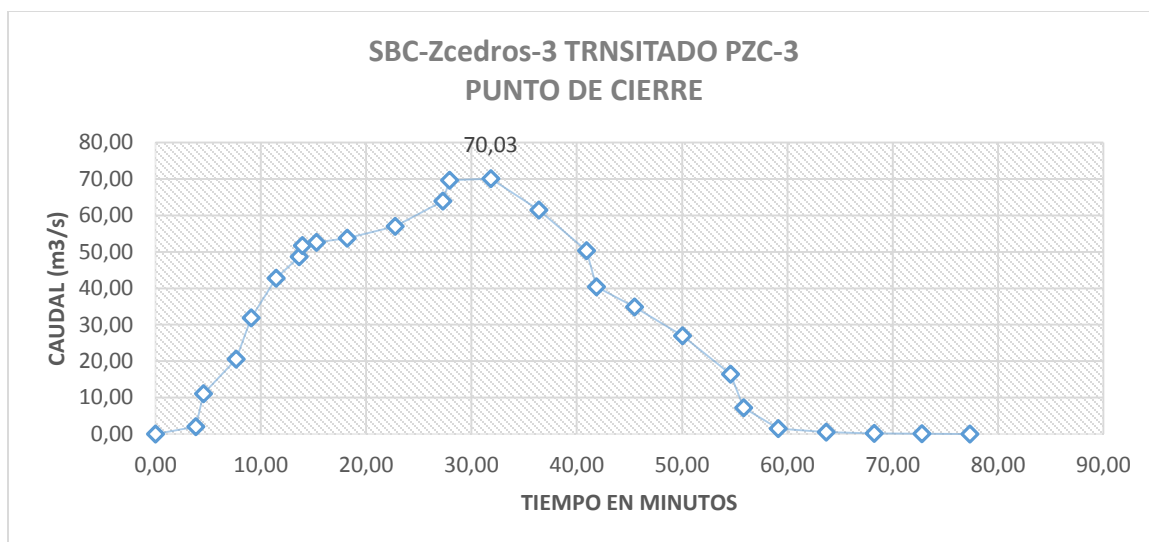


Grafico 2.4.3 - 3: SBC-Zedros-3 transitado PZC-3 punto de cierre.

Del hidrograma suma o hidrograma resultante en este punto se lee el caudal máximo que corresponde al caudal de diseño para el periodo de retorno (TR) previamente seleccionado. El Caudal Máximo Probable (QD) para el puente "Oscar Turcio" para un periodo de retorno de 100 años es de 70.03 m³/s.

2.5 Estudio hidráulico

Con los estudios hidráulicos se determinaran las características de circulación de la corriente para el gasto obtenido.

- 1)-Obtener el nivel de crecida de diseño (NCD).
- 2)-Con los datos anteriores analizar las perturbaciones originadas por las restricción en obstrucciones del cauce.

2.5.1 Nivel de crecida para el gasto de diseño

Para determinar el nivel del agua en el cauce sin restricciones, se utilizara la fórmula de Manning

$$Q=1/n(a r^{2/3}S^{1/2})$$

Dónde: Q = gasto en m/seg.

n = coeficiente de rugosidad

a = área de la sección del agua, en m²

r = a/p radio hidráulico, en m

p = perímetro mojado.

S = pendiente del lecho del río. En m/m

Para utilizar la fórmula de Manning, se escogió una sección media, una pendiente media del lecho, así como las zonas de la sección con coeficiente de rugosidad. La pendiente media **S** se obtendrá a partir de la sección real de lecho del río tramo aguas abajo y aguas arriba del lugar del cruce.

2.5.2 Datos obtenidos para el diseño del Puente

Después de realizar los cálculos se propone un tirante de 2 m, con una solera de 7.26 m y un espejo de agua de 7.5 m, esta sección cumple, teniendo un caudal mayor que el de diseño, estos resultados fueron verificados en el programa HCanal.

2.5.3 Establecer Variantes de Longitudes y luces Parciales

La longitud del puente para que no se produzca socavación (L_0) es de 9 m es grande y resulta antieconómico, mientras que la longitud del puente para socavación máxima (L_{min}) es de 6 m es menor pero se encárese por la profundidad y cimentación requerida.

Una vez analizado estos resultados se decidió diseñar con una longitud de **7.4** mts de espejo de agua.

2.5.4 Cálculo de Altura de remanso (hr)

El remanso es la elevación del agua sobre el nivel normal de circulación. El valor máximo del remanso lo denominamos hr.

Dónde: hr = 0.07

Analizando los resultados mostrados anteriormente se considerara un nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), de 2.07, aumentando 0.43 m para evitar la obstrucción de objetos flotantes, obteniendo así una profundidad total 2.5 m desde lecho, al patín inferior de la viga.

2.5.5 Coeficiente de Socavación máxima

2.5.5.1 Socavación General (Método de Lischtván – Levediev).

La socavación general, es el descenso del fondo del río que se produce al presentarse una crecida. Es debido al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

Calculo de Profundidad de Socavación H_s para Suelos No Cohesivos.

La profundidad de Socavación para Suelos No Cohesivos es de **1 m** con una velocidad erosiva $V_e = 3.2 \text{ m/sg}$ y una velocidad real $V_r = 10.9 \text{ m/sg}$.

2.5.5.2 Socavación por Constricción.

La disminución del área hidráulica debido a la constricción de la corriente produce un incremento de la velocidad del agua con el aumento de la capacidad de arrastre y por tanto de la socavación en el lado del cauce.

El proceso analítico de la socavación se realiza con las mismas fórmulas de la socavación general, sólo que el ancho efectivo B_e se toma como la abertura del puente y el área hidráulica para obtener H_m será el área hidráulica bajo el puente $A_{(2)}$.

La Profundidad de Socavación por Constricción es de 1 m.

2.5.5.3 Socavación local al pie de estribos (Método de Artamanov).

Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el terraplén de aproche, Q_1 o Q_3 relacionado con el gasto total Q_D , del talud del terraplén del ángulo de esviaje.

Por lo tanto:

P_α	1	Considerando $\alpha=90^\circ$ y esviaje 0°
Q_1 m/s	0	
Q_D m/s	70.03	
Q_1/Q_D m/s	0	
P_q	2	
P_R	1	Considerando un talud vertical
H_o	2	Tirante de agua antes de la socavación.
S_T (m)	3	Para estribo izquierdo y derecho.

La socavación a partir del lecho inicial en ambos estribos será **1 mts.**

2.6 Estudio ambiental

Según el régimen institucional, Sistema de Evaluación Ambiental de Nicaragua, el proyecto corresponde a la categoría IV, es decir, está considerado de moderado impacto ambiental.

Los proyectos de categoría IV, están sujetos a elaboración de un Programa de Gestión Ambiental (PGA), como condición para otorgar la Autorización Ambiental para su ejecución. El otorgamiento de la Autorización Ambiental estará a cargo de la Alcaldía Municipal quien es la responsable en este tipo de proyectos.

Como parte del estudio ambiental se realizó el análisis y valoración de los impactos que puede producirse por la construcción y operación del Puente Oscar Turcio. Con la construcción del puente se contribuirá a mejorar la economía local

al tener acceso seguro al centro del casco urbano de Estelí, minimizando los costos operativos del mantenimiento de los vehículos.

El objetivo de este estudio es servir como instrumento para mejorar el desempeño ambiental durante las etapas de construcción, operación del proyecto de estudios y diseños del Puente Vehicular Oscar Turcio, a continuación se detallan los objetivos específicos que se cumplieron:

- ✓ Determinar el marco legal del estudio.
- ✓ Identificar y valorar los impactos ambientales.
- ✓ Elaborar el Programa de Gestión ambiental para el proyecto.
- ✓ Establecer el plan de medidas ambientales del proyecto en sus diferentes etapas.
- ✓ Determinar el plan de contingencia antes riesgos para la etapa de construcción y mantenimiento. **Ver resultados en anexos A**

CAPITULO III

“NORMATIVAS AASHTO LRFD”



3.1 Introducción a las normas AASTHO LRFD 2007.

El diseño del puente vehicular Oscar Turcio se hará en base a los factores de carga y resistencia (**LRFD**) presentado en **AASHTO LRFD 2007**, denominada “**Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia**”, la cual toma en cuenta los Estados Límites de: resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos. **El LRFD** proporciona un mayor nivel de seguridad a través de todo el puente, en el cual la medida de seguridad es una función de la variabilidad de cargas y de resistencia.

3.2 Requisitos generales.

La intención de los requisitos de la Norma **AASHTO LRFD 2007** es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. **No es la intención de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.** El propietario o el Diseñador puede requerir la sofisticación del diseño o la calidad de los materiales y la construcción sea más alta que la requisitos mínimos. (**LRFD Arto. 1.1**).

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspección, economía y estética (**LRFD Arto. 1.3.1**).

De acuerdo a la versión **LRFD** de las Especificaciones **AASHTO**, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas para los Estados Límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su

integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

3.3 Factores de carga y combinaciones de cargas.

La siguiente ecuación constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia **(LRFD)**, **(LRFD C1.3.2.1)**.

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la siguiente ecuación para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los Estados Límites descritos en el **(LRFD Artículo 3.4.1)**.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para el cálculo del factor de modificación de las cargas (η_i), se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. **(LRFD Arto. 1.3.2.1)**

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

3.4 Estados límites.

3.4.1 Estado límite de Servicio:

El Estado Límite de Servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. **(LRFD Arto. 1.3.2.2)**.

El Estado Límite de Servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia. **(LRFD C1.3.2.2)**.

3.4.2 Estado límite de fatiga y fractura.

El Estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión **(LRFD Arto 1.3.2.3).**

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente **(LRFD C1.3.2.3).**

3.4.3 Estado límite de resistencia.

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño. **(LRFD Arto.1.3.2.4)**

3.4.4 Estados límites correspondientes a eventos extremos.

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación o un vehículo **(LRFD Arto. 1.3.2.5).**

3.4.5 Limitaciones de las deflexiones.

Estos requerimientos permiten usar las prácticas tradicionales para el control de las deflexiones. Se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de **Cargas de Servicio I** del **LRFD Tabla3.4.1-1**, incluyendo el incremento por carga dinámica, **IM**. Para las

construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión: **(LRFD Arto. 2.5.2.6.2).**

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

Carga vehicular, general.....Longitud/800.

Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000.

Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300.

Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizo.....Longitud/375.

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD 2007

Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga.

La deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores (**LRFD Arto. 3.6.1.3.2**).

- La deflexión debida al camión de diseño solamente o,
- La deflexión debida al 25 % del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

3.5 Cargas de diseño.

El **LRFD Sección 3** de la Norma **AASHTO LRFD 2007** especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, esta Sección incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura (**LRFD Arto. 3.1**).

3.5.1 Cargas y denominación de las cargas

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

DD = fricción negativa.

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH = empuje horizontal del suelo.

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

ES = sobrecarga de suelo.

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

Cargas transitorias

BR = fuerza de frenado de los vehículos.

CE = fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = fluencia lenta.

CT = fuerza de colisión de un vehículo.

CV = fuerza de colisión de una embarcación.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = incremento por carga vehicular dinámica.

LL = sobrecarga vehicular.

LS = sobrecarga viva.

PL = sobrecarga peatonal.

SE = asentamiento.

SH = contracción.

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = viento sobre la sobrecarga.

WS = viento sobre la estructura.

3.5.2 Cargas permanentes.

Cargas permanentes: DC, DW y EV

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

La densidad de los materiales granulares dependen de su grado de compactación y del contenido de agua. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en el **(LRFD Tabla 3.5.1-1)**.

Cargas de suelo: EH, ES y DD

Las cargas correspondientes al empuje del suelo, sobrecarga del suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica en el **(LRFD Artículo 3.11)**.

3.5.3 Cargas transitorias.

Para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño y la presencia de múltiples sobrecargas deberán satisfacer los requisitos de los **Artículos 3.6.1.1.1 y 3.6.1.1.2**, respectivamente.

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como **HL-93**, deberá consistir en una combinación de: **(LRFD Arto. 3.6.1.2)**

- a).** Camión de diseño o tándem de diseño, y
- b).** Carga del carril de diseño.

Camión de diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 3.5.3-1 Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el **LRFD Artículo 3.6.2**

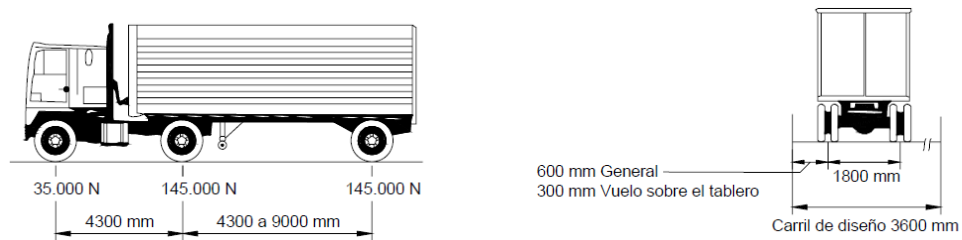


Figura 3.5.3 -1: Camión de diseño.

Fuente: AASHTO LRFD 2007

A excepción de lo especificado en los **Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1**, la separación entre los dos ejes de 145000 N se deberá variar entre 4.3 y 9 m para producir las solicitaciones extremas. (**LRFD Arto. 3.6.1.2.2**).

Tándem de diseño.

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1.2 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.8 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el **Artículo 3.6.2**. (**LRFD Arto. 3.6.1.2.3**).

Carga del carril de diseño.

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3 m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un, incremento por carga dinámica. (**LRFD Arto. 3.6.1.2.4**)

Carga de fatiga.

La carga de Fatiga será un camión de diseño especificado en el **LRFD Artículo 3.6.1.2.2** o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9 m entre los ejes de 145000 N. (**LRFD Arto. 3.6.1.4.1**)

A la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el **(LRFD Artículo 3.6.2)**.

Cargas peatonales PL.

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} Mpa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Incremento por carga dinámica: IM

Requisitos Generales

A menos que los **Artículos 3.6.2.2** y **3.6.2.3** permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el **(LRFD Tabla 3.6.2.1-1)**.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño. **(LRFD Arto. 3.6.2.1)**

Carga de viento: WL y WS

Presión horizontal del viento

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, **VB**, de 160 km/h.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. **(LRFD Arto. 3.8.1.1)**.

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

Típicamente la estructura de un puente se debería estudiar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y laterales que producen las cargas más críticas para la estructura. (**LRFDC3.8.1.1**).

Presión del viento sobre las estructuras: WS

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el **LRFD Arto.3.8.3** especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en Mpa, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25\,600}$$

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón. (**LRFD Arto. 3.8.1.2.1**)

Cargas de las superestructuras

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, **P_B**, para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en el **LRFD Tabla 3.8.1.2.2-1**, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de

una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente. **(LRFD Arto. 3.8.1.2.2)**

Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura.

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 Mpa. **(LRFD Arto. 3.8.1.2.3)**

Presiones del viento sobre los vehículos: WL

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1,46 N/mm actuando normal a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. **(LRFD Arto. 3.8.1.3).**

Si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en el **LRFD Tabla 3.8.1.3-1**, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie. **(LRFD Arto.3.8.1.3)**

Presión vertical del viento

A menos que el **LRFD Artículo 3.8.3** determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 9.6×10^{-4} Mpa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los Estados Límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a

barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el **LRFD Artículo 3.8.1. (LRFD Arto. 3.8.2)**

Empuje del suelo: EH, ES y LS

El empuje del suelo se deberá considerar factores descritos en **(LRFD Arto. 3.11.1)**

Empuje del suelo: EH, ES y LS

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el **LRFD Artículo 3.11.3**. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con el **LRFD Sección 11**. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación. **(LRFD Arto. 3.11.2)**

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En casos en los cuales se anticipa que habrá endicamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo. **(LRFD Arto. 3.11.3)**.

Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar las densidades del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, mechinales, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos. **(LRFD C3.11.3)**

En la Figura 3.5.3-2 se ilustra el efecto de la presión adicional provocada por el nivel freático.

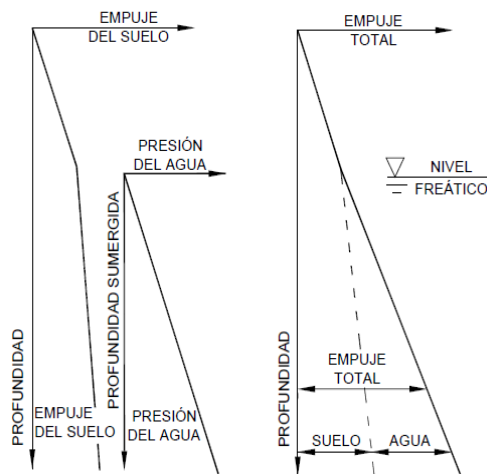


Figura 3.5.3 -2: Efecto de nivel freático.

Fuente: AASHTO LRFD 2007

Empuje del suelo: EH

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como: **(LRFD Arto. 3.11.5.1)**

$$p = k \gamma_s g z (\times 10^{-9})$$

De la ecuación anterior k es el coeficiente de empuje lateral tomado como **ko**, especificado en el **Artículo 3.11.5.2**, para muros que no se deforman ni

mueven, **ka**, especificado en los **Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7**, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o **kp**, especificado en el **Artículo 3.11.5.4**, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

En nuestro caso, se utilizará el coeficiente de empuje activo sísmico, **KAE**, especificado en el **LRFD A11.1.1.1-1**, ya que este coeficiente se basa en el Análisis de Mononobe – Okabe.

Sobrecarga uniforme: ES

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. (**LRFD Arto. 3.11.6.1**) Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s$$

Sobrecarga viva: LS

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del **LRFD Artículo 3.6.1.2**. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuada.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como: (**LRFD Arto. 3.11.6.4**)

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$$

Los valores de **h_{eq}** tabulados se determinaron evaluando la fuerza horizontal contra un estribo o muro debido a la distribución de empuje producido por la sobrecarga vehicular del **LRFD Artículo 3.6.1.2. (LRFD C3.11.6.4)**.

3.6 Análisis de mononobe – okabe.

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo – estructura. Para ello, algunos autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables.

El método más utilizado para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe – Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb. Los trabajos de Seed y Whitman (1970) y Richards y Elms (1979) describen en detalle el procedimiento de análisis. El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

1. El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el estribo está fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe–Okabe.
2. El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción Φ .
3. El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo ilustrado en el **LRFD Figura A11.1.1.1-1**, se puede obtener un valor **EAE** de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla **EAE** se puede calcular mediante la siguiente expresión: (**LRFD A11.1.1.1-1**)

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9}$$

Donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

Y donde:

g = aceleración de la gravedad (m/sec²)

γ = densidad del suelo (kg/m³)

H = altura del suelo (mm)

ϕ = ángulo de fricción del suelo (°)

θ = arc tan ($k_h / (1 - k_v)$) (°)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)

k_h = coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)

k_v = coeficiente de aceleración vertical (adimensional)

i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno (°)

β = inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra)(°)

K_{AE} = coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional)

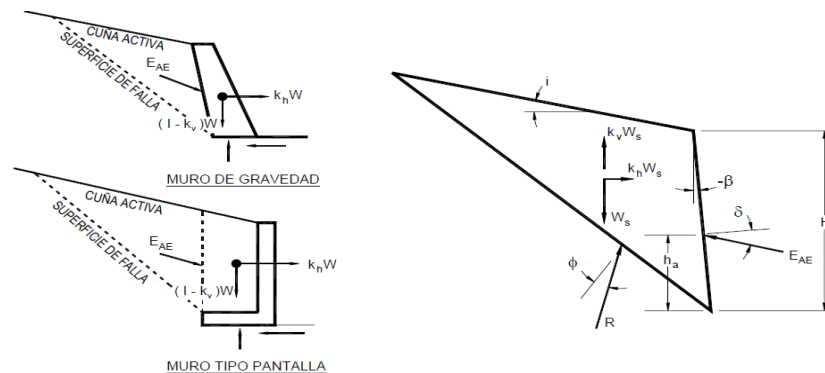


Figura 3.5.3 -3: Diagrama de fuerza de la cuña activa.

Fuente: AASHTO LRFD 2007

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a $H/3$ para un caso estático que no involucre efectos sísmicos. Sin embargo este valor aumenta a medida que aumentan las solicitaciones de origen sísmico. Esto se ha demostrado empíricamente mediante ensayos y, además, Word (1973) también lo demostró en forma teórica, hallando

que la resultante del empuje dinámico actúa aproximadamente a la mitad de la altura. Seed y Whitman han sugerido que **h** se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo calculada usando la **Ecuación A11.1.1.1-1** con $\theta = kv = 0$, actúa a $H/3$ de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura de $0,6H$. Para la mayoría de las aplicaciones será suficiente asumir $h = H/2$ con un empuje uniformemente distribuido. **(LRFDA11.1.1.1-1)**

3.7 Efectos sísmicos: EQ

Nicaragua es un país en el cuál sus diferentes regiones se ven afectadas por las amenazas derivadas de distintas manifestaciones de la naturaleza. Indiscutiblemente las más importantes son la volcánica y la sísmica, pero las hidrometeorológicas, como los huracanes y las inundaciones han tenido gran relevancia en la historia de nuestro país. Los puentes a diseñar en este documento están orientados en una zona de alta sismicidad y deberán ser diseñados y construidos para resistir las cargas sísmicas.

Para el cálculo del coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno de los puentes a diseñar, se hará uso del Reglamento Nacional de Construcción **(RNC – 07)**.

CAPITULO IV

“DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN NORMATIVAS AASHTO LRFD 2007”



4.1 Aspectos de diseño.

En este capítulo se abarcará el diseño de los elementos del puente según los requisitos planteados en la norma **AASHTO - LRFD 2007**.

El dimensionamiento de la estructura se encontrara relacionado con los resultados obtenidos en los estudios no estructurales presentados en los capítulos anteriores.

4.1.1 Características del puente Oscar Turcio.

Tabla 4.1.1 - 1: Características geométricas del puente		
Variable	Valor	Condición
Claro de diseño, l (m)	8.00	Valor mínimo debido a sección de cauce natural (LRFD - Arto. 1.2)
Ancho de vía, w (m)	4.40	En este ancho se pueden disponer las 3 vigas
Número de claros	1.00	
Bombeo Transversal de la Calzada	2.00 %	
Número de carriles	1.00	(LRFD - Arto. 3.6.1.1.1)
Ancho de acera incluyendo ancho de baranda, ws_w (m)	1.20	
Distancia horizontal del declive de acera sobreelevada, d' (m)	0.025	
Espesor de la superficie de rodamiento concreto (m) t_{fws}	0.050	La superficie de rodamiento será con concreto y no asfáltica por fines de reducción de costos

4.1.2 Dimensiones preliminares.

El primer paso para el diseño de puente es establecer los criterios de diseño.

Vigas

Tabla 4.1.2 - 1: Características generales de la viga				
Variable	Valor	Condición		Unidades en (m)
Numero de vigas, Nb	3			Unidad
Separación entre ejes de los elementos de apoyo, S (mm)	2,100.00	LRFD - Tabla A4-1 OK Estudio		2.10 m
Separación efectivas entre vigas ,Sef (mm)	2,088.00	(LRFD - Arto. 9.7.2.3). (LRFD - Arto. 9.7.2.5).		2.0880 m
Viga de diseño	W14x74	bf-superior (mm)	256.00	0.2560 m
		bf-inferior (mm)	256.00	0.2560 m
		tw (mm)	12.00	0.0120 m
		tf-superior (mm)	20.00	0.0200 m
		tf-inferior (mm)	20.00	0.0200 m
		A (mm ²)	14,080.00	0.01408 m ²
		hw (mm)	320.00	0.3200 m
		Dcg (mm)	340.00	0.3400 m
		I (mm ⁴)	329045300	0.00032904 m ⁴

Cubierta de Concreto

Tabla 4.1.2 - 2: Características de la cubierta de concreto		
Variable	Valor	Condición
Recubrimiento Superior	0.0600 m	LRFD – Tabla 5.12.3-1
Superficie sacrificable para pérdidas por desgaste (twc)	0.0100 m	LRFD - Arto. 2.5.2.4
Recubrimiento Inferior (rec.inf)	0.0250 m	LRFD - Tabla 5.12.3-1
Altura del cubierta (ts1)	0.2000 m	LRFD - Arto. 9.7.1.1
Altura del vuelo (ts2)	0.2000 m	LRFD - Arto. 13.7.3.1.2
Altura de acera (ts3)	0.1500 m	LRFD - Arto. 13.11.2
Espesor de cartela de concreto, th	0.0400 m	Valor empírico
Ancho de vuelo de cubierta, Ow	1.3250 m	LRFD - Arto. 3.6.1.3.4, LRFD - Arto. 3.6.1.3.1 y LRFD - Arto. 4.6.2.2.1

El diseño del puente Oscar Turcio contempla un sistema de barandas constituida de perfiles de acero y tubos, que incluye una acera sobreelevada; ésta limita el posicionamiento de las ruedas externas dentro del vuelo, reduciendo el ancho libre de vuelo. Se anticipa la probabilidad de que la posición de la rueda interna del camión se encuentre a 0.5 veces la separación de las vigas entre las dos vigas internas (**LRFD – Arto. 3.6.1.3.1**).

Propiedades de material

Tabla 4.1.2 - 3: Propiedades de materiales de construcción de la superestructura		
Variable	Valor	Condición
Esfuerzo a la compresión del concreto, f'_c (kg/cm ²).	285.00	LRFD -Arto. 5.4.2.1 LRFD -Arto. 9.7.2.4
Peso específico de concreto, γ_c (kg/m ³)	2,400.00	LRFD - Tabla 3.5.1-1 RNC-Anexos A-Tabla 5A
Carga de encofrado de cubierta, W_f (Kg/m ²)	73.00	LRFD - Tabla 3.5.1-1
Módulo de elasticidad de concreto, E_c (kg/cm ²)	259,037.00	LRFD - Arto. 5.4.2.4
Peso específico del aceroys (kg/m ³)	7,850.00	LRFD - Arto 6.4.1
Designación de Acero estructural(ASTM)	A36-5 36	LRFD-Arto. 6.4.1
Tensión mínima de Fluencia f_y (kg/cm ²)	2,500.00	
Resistencia mínima a la tracción f_u (Mpa)	400.00	
Designación de Acero de refuerzo (ASTM)	A572-07 60	LRFD-Arto. 5.4.3.1
Tensión mínima de Fluencia, f_y (Mpa)	420.00	
Resistencia mínima a la tracción f_u (Mpa)	515.00	
Módulo de elasticidad de acero E_s (Mpa)	200,000.00	LRFD - Arto. 5.4.3.2

4.2 Diseño de tablero del puente Oscar Turcio.



Figura 4.2 -1: Tablero del puente Oscar Turcio en 3D.

Las especificaciones **AASHTO - LRFD** incluyen dos métodos de diseño de cubierta:

- 1) El Método aproximado, relacionado al Método de Faja Equivalente (**LRFD - Arto. 4.6.2.1**).
- 2) El Método de Diseño Empírico (**LRFD - Arto. 9.7.2**).

El diseño del Puente vehicular Oscar Turcio se realizará por medio del Método Aproximado (**LRFD - Arto. 4.6.2.1**).

Método aproximado

El análisis aproximado se asume una faja transversal del tablero para soportar las cargas de los ejes del camión soportadas sobre apoyos rígidos en el centro de las vigas. El ancho de la faja para distintos efectos de carga se determina usando la ecuación del **LRFD - Arto. 4.6.2.1**.

Las cargas de los ejes del camión se mueven lateralmente para producir las sobrecargas. Se incluirán los Factores de Presencia Múltiple (**LRFD -Tabla 3.6.1.1.2**) y de Incremento Dinámico (**LRFD - Arto. 3.6.2.1**).

Ancho de faja

No será necesario calcular el ancho de faja equivalente debido a que los momentos por carga viva se obtendrán de la **LRFD - Tabla A4-1**. Se usará un ancho unitario **b = 1.00 m**. Se utilizará el Software SAP 2000 V.16 para calcular los efectos por carga muerta para los componentes estructurales (baranda, acera, losa) y la superficie de rodamiento.



Figura 4.2 -2: Ancho de faja.

Pre-dimensionamiento de losa

Espesor de losa

Tableros de Concreto Apoyados en Elementos Longitudinales (**LRFD – Art. 9.7.1.1**)

La altura de un tablero de concreto deberá ser mayor o igual que 17.5 cm.

El acero principal es perpendicular al tráfico sin embargo es posible tomar como en versiones anteriores del AASHTO, la expresión:

$$\frac{S + 3,000}{30} \geq 175$$

(LRFD – Tabla 2.5.2.6.3-1)

Obteniendo.

$$t_{\min} = 0.16 \text{ m}$$

Siendo; S = Luz libre de losa = 2.1 m

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm. **(LRFD – Arto. 9.7.1.1).**

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa uniformizamos con

$t = 0.20 \text{ m}$ **(LRFD – Arto. 13.7.3.1.2)**

Criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1)

Resistencia I: $QR = \eta_i [1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 LL + IM]$

Servicio I: $QS = \eta_i [1.0 DC + 1.0 DW + 1.0 (LL + IM)]$

Conforme al **(LRFD – Arto 9.5.3)**, no es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto en vigas múltiples.

Los requisitos que establecen que no es necesario investigar la fatiga en ciertos tipos de tableros se basan exclusivamente en comportamientos previos observados y en ensayos realizados en laboratorio **(LRFD – Arto C9.5.3)**.

4.2.1 Momentos de flexión por cargas

Momento negativo de Diseño

Sabiendo que la carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores, calcularemos el momento negativo en el apoyo interior B (viga intermedia) para franjas de losa de 1 m.

Carga muerta (DC).

Losa (DC-1)

Resolviendo la losa continua sobre tres apoyos (**programa SAP2000 v16.**) se tiene:

Peso propio de losa: $W_{losa} = 0.20\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}$

El (**LRFD – Arto 4.6.2.1.6**) especifica: La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para construcciones monolíticas y vigas cajón de hormigón – en la cara del componente de apoyo.
- Para vigas de acero y madera – un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo.
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Té y doble Té – un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

En nuestro caso el tablero de puente Oscar Turcio estará apoyado sobre vigas longitudinales de acero por ende Tomamos entonces con respecto al apoyo B (Viga Intermedia), los siguientes resultados del diagrama de momentos obtenidos en SAP 2000 v16.

Tabla 4.2.1 - 1: Momentos negativos de diseño por losa		
MDC1	-79.95 kg*m	En el eje B
MDC1,Izquierdo	-69.13 kg*m	Cara Izq eje B
MDC1,Derecho	-69.13 kg*m	Cara Der eje B

Peso de barandas (DC-2)

El sistema de barandas propuestas para el puente Oscar Turcio según criterios del LRFD es un sistema nuevo de baranda ya difiere con los sistemas de

barandas propuestas por el LRFD por ende la carga se calculó de acuerdo a sus elementos estructurales en la cual está conformada.

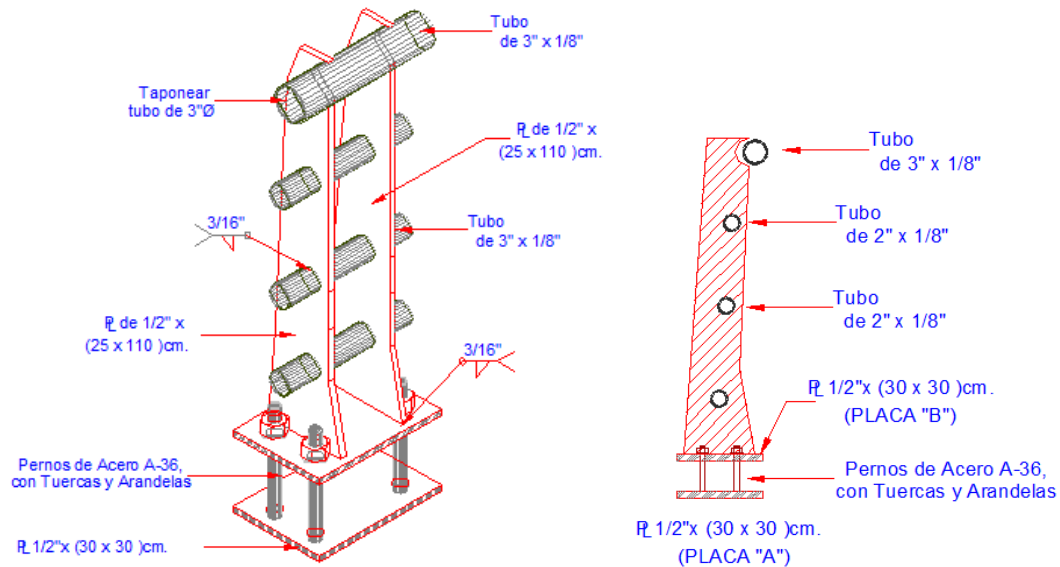


Figura 4.2.1 -1: Sistema de barandas propuestas.

Peso del sistema de barandas

$P_{baranda} = 50.25 \text{ Kg}$

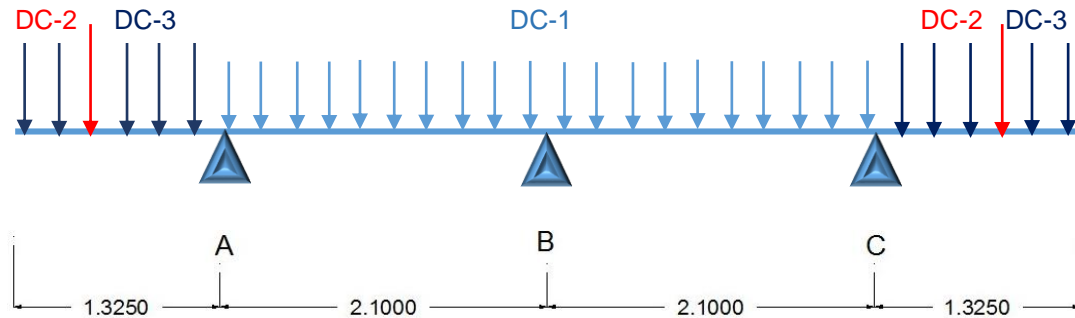
Tabla 4.2.1 - 2: Momentos negativos de diseño por sistemas de baranda		
MDC2	19.29 kg*m	En el eje B
MDC2,Izquierdo	18.78 kg*m	Cara Izq eje B
MDC2,Derecho	18.78 kg*m	Cara Der eje B

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, los valores positivos de momento serán multiplicados por $Y = 0.9$ para obtener en la combinación de cargas el máximo momento negativo.

Carga de la acera: (DC-3)

$W_{acera} = 360 \text{ kg/m}$

Tabla 4.2.1 - 3: Momentos negativos de diseño por acera		
MDC3	125.19 kg*m	En el eje B
MDC3,Izquierdo	119.44 kg*m	Cara Izq. eje B
MDC3,Derecho	199.44 kg*m	Cara Der eje B



Grafica 4.2.1 – 1: Cargas permanentes Dc.

Carga por superficie de rodadura (DW).

El puente Oscar Turcio no tendrá una carpeta asfáltica debido a sus dimensiones y demanda de tráfico por ende por fines económicos la superficie de rodamiento será de concreto.

$$W_{\text{superficieRod}} = 120 \text{ kg/m}$$

Tabla 4.2.1 – 4: Momentos negativos de diseño por superficie de rodamiento		
MDw	-67.37 kg*m	En el eje B
MDw,Izquierdo	-61.98 kg*m	Cara Izq. eje B
MDw,Derecho	-61.98 kg*m	Cara Der eje B

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM).

Tabla A4-1 para diseño de losas de tablero.

La Tabla A4-1 se puede utilizar para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de vigas. Al utilizar los valores listados para el

diseño se deberían considerar las siguientes hipótesis y limitaciones en base a las cuales se desarrolló esta tabla:

- Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.

- Ver el **(LRFD – Arto 4.6.2.1.6)** para la distancia entre el centro de las vigas y la ubicación de las secciones de diseño para momentos negativos en el tablero. Para distancias diferentes a las listadas en la Tabla A4-1 se puede interpolar.

- Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores es mayor o igual que 4200 mm.

- Los momentos representan el límite superior para los momentos en las regiones interiores de la losa y, para cualquier separación específica entre vigas, se tomaron como el máximo valor calculado, asumiendo diferente número de vigas en la sección transversal del puente. Para cada combinación de separación entre vigas y número de vigas se consideraron los dos casos de vuelo siguientes:

(a) Mínimo ancho de vuelo total igual a 530 mm medido a partir del centro de la viga exterior.

(b) Máximo ancho de vuelo total igual al menor valor entre 0,625 veces la separación de las vigas y 1800 mm

Los momentos no se aplican a los vuelos del tablero ni a las regiones adyacentes del tablero que se deben diseñar considerando los requisitos del Artículo A13.4.1.

El Puente Oscar Turcio cumple con los requisitos antes mencionados para poder usar las tablas **Tabla A4-1 (AASHTO LRFD)**, para la obtención de la carga viva usaremos la tabla A4-1

Uso de la tabla A4-1(AASHTO LRFD)

Para $S = 2.10 \text{ m}$

En el eje del apoyo B: $M (-) \text{ LL+IM} = -2,732.65 \frac{\text{Kg}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

Los resultados incrementados en un 25%, correspondiente a la sobrecarga permitida por el MTI:

En el eje del apoyo B: $M (-) \text{ LL+IM} = -3,415.82 \frac{\text{Kg}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

En cara de viga (a 122 mm): $M (-) \text{ LL+IM} = -2,669.35 \frac{\text{Kg}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

Tabla 4.2.1 – 5: Resumen de momentos negativos por cargas en B					
CARGA	TIPO	M(-) Izq. Kg*m	M(-) eje Kg*m	M (-) Der. Kg*m	Y (Resistencia I)
LOSA	DC1	-69.13	-79.95	-69.13	1.25
BARANDAS	DC2	18.78	19.29	18.78	0.9
ACERA	DC3	119.44	125.19	199.44	0.9
SF.RODAM	DW	-61.98	-67.37	-61.98	1.5
CARGA VIVA	LL+IM	-2,669.35	-3,415.82	-2,669.35	1.75

Para el diseño por estado límite de resistencia I, con $n = n_D n_{Rn} = 1$

$$QR = n [(1.25 \text{ ó } 0.9) MDC + (1.50 \text{ ó } 0.65) MDW + 1.75 M (\text{LL+IM})]$$

(LRFD – Tabla 3.4.1-1)

Estado límite de resistencia I	
En el eje B	-6,048.64 kg*m
Cara Izq. eje B	-4,726.35 kg*m
Cara Der. eje B	-4,654.35 kg*m

El acero negativo será diseñado con el valor de momento que es el de la cara izquierda de la viga que es el mayor de las dos caras de viga.

Momento positivo de diseño

La carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores. El máximo momento positivo por carga viva ocurre en los tramos AB o BC, a 0.4 L de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección que se identificará como “F”. En base a esa sección se realizará el diseño para momento positivo en franjas de losa de 1m. Los siguientes momentos se obtuvieron del SAP 2000 v.16.

Del diagrama de momentos en losa por peso propio, en la sección F (x =0.4 L).

Losa	
MDC-1	-30.69 kg*m

Sistemas de baranda	
MDC-2	-27.63 kg*m

Acera	
MDC-3	-138.37 kg*m

Superficie de rodadura (DW)	
MDW	36.28 kg*m

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Los resultados incrementados en un 25%, correspondiente a la sobrecarga permitida por el MTI:

Para S = 2.10m

$$M (+) LL+IM = 2,982.14 \frac{\text{Kg*m}}{\text{m}}$$

Tabla 4.2.1 - 6: Resumen de momentos positivos por cargas en F			
CARGA	TIPO	M(-) eje kg*m	Y(Resistencia I)
LOSA	DC1	-30.69	0.9
BARRERA	DC2	-27.63	0.9
ACERA	DC3	-138.37	0.9
CARGA POR S.RODADUR	DW	36.28	1.5
CARGA VIVA	LL+IM	2,982.14 kg*m/m	1.75

MU= 5,096.15 kg*m

4.2.2 Cálculo del acero

La dirección de la armadura primaria es perpendicular al eje del puente. El acero requerido para cada zona de momento se determina basado en las sollicitaciones a lo largo de este sentido. El factor de resistencia a la flexión y tracción del hormigón armado es $\phi_f = 0.9$ (LRFD - Arto. 5.5.4.2.1).

Acero negativo (perpendicular al tráfico).

Tabla 4.2.2 - 1: Características de varillas más comunes en Nicaragua				
Diámetro		Perímetro	Peso	Área
Pulg.	Cm	Cm	Kg/m	cm ²
1/4	0.635	2	0.25	0.32
3/8	0.953	3	0.58	0.74
1/2	1.27	4	1.02	1.29
5/8	1.587	5	1.60	2.00
3/4	1.905	6	2.26	2.84
1	2.54	8	4.04	5.10
1 3/8	3.581	11.2	7.95	10.06

El momento de diseño negativo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b}$$

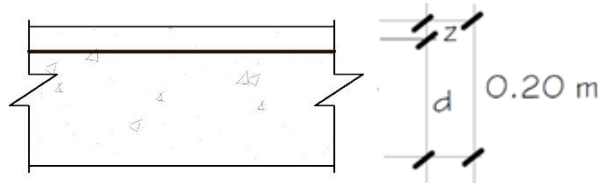
$$M_u = 4,726.35 \text{ kg}\cdot\text{m} = 472,635.35 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Utilizando $A_s \text{ } \varnothing 5/8''$ y recubrimiento $r = 5.00 \text{ cm}$ **(LRFD – Tabla 5.12.3-1)**

$$z = 5.79350 \text{ cm}$$

$$d = 14.20650 \text{ cm}$$

$$A_s (-) = 9.779233 \text{ cm}^2$$



Utilizando varillas $\varnothing 5/8''$, la separación será @ 0.20 m

As Máximo (LRFD – Arto. 5.7.3.3.1)

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{C}{d_c} \leq 0.42$$

Como:

$$c = 1.70$$

$$a = 1.99467 \text{ cm}$$

$$d_c = 14.20650 \text{ cm}$$

$$C/d_c = 0.140405553 \leq 0.42$$

Se cumple el criterio en lo cual se indica que la sección no está sobre forzada.

As mínimo (LRFD – Arto. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2 M_{cr}$ y $1.33 M_u$:

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta, S_c (cm³)

$$S_c = \frac{b * d^2}{6}$$

Donde b = Ancho de faja y d = d_s .

$$S_c = 3,363.7440 \text{ cm}^3$$

Módulo de rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r , en Mpa, se puede tomar como para hormigón de densidad normal:

$$0.63 \sqrt{f'_c}$$

Trabajándolo con unidades de kg/cm² la formula quedaría de la siguiente manera

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} = 2.01 \sqrt{f'_c} = \text{Kg/cm}^2$$

$$F_r = 33.93 \text{ kg/cm}^2$$

Momento de fisuración, M_{cr} (Kg*m)

$$M_{cr} = S_c * f_r$$

$$M_{cr} = 114,140.94 \text{ kg*cm}$$

$$1.2M_{cr} = 136,969.12 \text{ kg*cm}$$

$$1.33M_u = 628,605.02 \text{ kg*cm}$$

El menor valor es 136,969.12 kg*cm y la cantidad de acero calculada es de 9.779233 cm²

$$M_u = 472,635.35 \text{ kg*cm} > 136,969.12 \text{ kg*cm} \quad \text{OK}$$

La cantidad de área de acero calculada resiste

Acero positivo (perpendicular al tráfico)

EL momento de diseño Positivo.

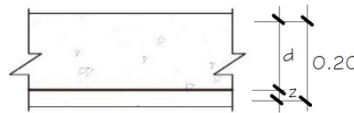
$$M_u = 5,096.15 \text{ kg}\cdot\text{m} = 509,614.90 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Utilizando As \varnothing 5/8" y recubrimiento $r = 2.50 \text{ cm}$ (LRFD – Tabla 5.12.3-1)

$$z = 3.29350 \text{ cm}$$

$$d = 16.70650 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = 8.966487 \text{ cm}^2$$



Utilizando varillas \varnothing 5/8", la separación será: $0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$

USAR VARILLAS DE \varnothing 5/8" @ 0.22 m

As Máximo (LRFD – Art. 5.7.3.3.1)

$$a = 0.92533 \text{ cm}$$

$$c = 1.08863 \text{ cm}$$

$$d_c = 16.70650 \text{ cm}$$

$$C/d_c = 0.0651 \leq 0.42 \text{ ok}$$

Se cumple el criterio en lo cual se indica que la sección no está sobreforzada.

As mínimo (LRFD – Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta, Sc (cm^3)

$$Sc = 4,651.7857 \text{ cm}^3$$

Módulo de rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r , en Mpa, se puede tomar como:

$$f_r = 33.93 \text{ kg/cm}^2$$

Momento de fisuración, M_{cr} (Kg*m)

$$M_{cr} = 157,847.67 \text{ kg*cm}$$

$$1.2M_{cr} = 189,417.21 \text{ kg*cm}$$

$$1.33M_u = 677,787.82 \text{ kg*cm}$$

El menor valor es $189,417.21 \text{ kg*cm}$ y la cantidad de acero calculada es de 8.966487 cm^2

$$M_u = 509,614.90 \text{ kg*cm} > 189,417.21 \text{ kg*cm} \quad \text{OK}$$

La cantidad de área de acero calculada resiste

As de temperatura (LRFD – Art .5.10.8.2-1)

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

$$0.756 \frac{A_g}{F_y} \text{ (SI)}$$

Los requisitos de este artículo se basan en las normas ACI 318 y 207.2R. El coeficiente de la Ecuación anterior es el producto entre 0.0018 y 420 Mpa, y por lo tanto sus unidades son Mpa pero las unidades las trabajaremos en kg/cm^2 para conveniencia de cálculos.

$$A_{\text{stemp}} = 0.00180 A_g (\text{MKS, con } f_y = 4200 \text{ Kg /cm}^2)$$

$$A_{\text{stemp}} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas Ø 3/8", la separación será:

$$S = 0.2056 \text{ m}$$

USAR VARILLAS DE Ø 3/8" @ 0.20 m.

Nota.- El acero de temperatura se colocará, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.

Armadura de Distribución (LRFD – Art. 9.7.3.2)

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico **(LRFD Art.9.7.3.2)**

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$S = \text{distancia entre cara de vigas} = 1.80 \text{ m} = 1800 \text{ mm}$$

$$84.03611703 > 67.00\%$$

Por lo tanto el porcentaje será del 67 % estipulado por la LRFD

$$A_{\text{repart}} = 6.00755 \text{ cm}^2$$

Usar varillas de Ø 1/2" la separación será

$$S = 0.215 \text{ m}$$

USAR VARILLAS Ø 1/2" @ 0.20 m

El Art. 5.14.4.1 señala que las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Art. 4.6.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte. Por tales consideraciones no efectuamos en este caso la revisión por corte.

Revisión de fisuración por distribución de armadura

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del hormigón. Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postensado intermedios. **(LRFD - C5.7.3.4)**

Acero negativo

Esfuerzo máximo del acero:

Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} . **(LRFD-5.7.3.4)**

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y \quad (\text{LRFD-5.7.3.4-1})$$

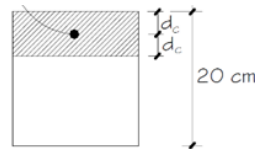
Donde:

d_c = altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm

A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm²); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm

Z = 30,000 N/mm (condición de exposición moderada) = 30,591 Kg/cm (**LRFD – Art.5.7.3.4**)

$$d_c = \frac{\text{Recubrimiento}}{\leq 5 \text{ cm (LRFD – Art. 5.7.3.4)}} + \frac{\phi}{2}$$



$$d_c = 5.79350 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{número de varillas} = 1$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v}$$

$$A = 231.74000 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30,591.0000 \text{ kg/cm}$$

$$F_{sa} = 2,772.98 \text{ kg/cm}^2$$

Se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$F_{sa} \leq 0.6 f_y; F_{sa} \leq 2,520.00 \text{ kg/cm}^2$$

Ya que no cumple la condición se trabajar con $f_{sa} = 2,520.00 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_{RnI} = 1$

$$M_s = n(1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM})$$

$$M_s = -2,582.2437 \text{ kg*m/m para un metro de franja.}$$

Luego:

$$M_s = -51,644.8747 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Módulo de Elasticidad

$$E_s = 200,000.00 \text{ Mpa} = 2,039,360.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{LRFD - 5.4.3.2})$$

$$E_c = 15,344\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 259,036.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7.865824724$$

Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 16.00 \text{ cm}^2$$

$$20y (y/2) = 16(14.2065 - y)$$

$$y = 4.71790 \text{ cm}$$

$$c = 9.48860 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada.

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3}$$

$$I = 2,140.63 \text{ m}^4$$

Luego:

$$F_s = 1,962.75 \text{ kg/cm}^2 < 2,520.00 \text{ kg/cm}^2$$

Los elementos están dimensionados de manera tal que cumplen el criterio del LRFD en el cual plantea que $f_s < f_{sa}$

Acero Positivo

$$d_c = 3.29350 \text{ cm}$$

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{número de varillas} = 1$$

$$A = 146.92487 \text{ cm}^2$$

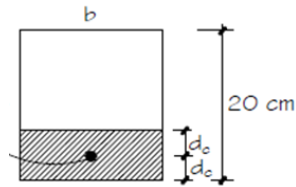
$$Z = 30591.0000 \text{ kg/cm}$$

Luego:

$$F_{sa} = 3896.51 \text{ kg/cm}^2$$

Se tiene que cumplir la siguiente condición: $F_{sa} \leq 0.6f_y$

Ya que no cumple la condición se trabajar con $f_{sa} = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$



Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_{RnI} = 1$

$$M_S = 2821.7329 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$$

Luego:

$$M_S = 56434.6571 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Módulo de elasticidad

$$E_s = 200,000.00 \text{ Mpa} = 2,039,360.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 259,036.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7.872866315$$

Área de acero transformada:

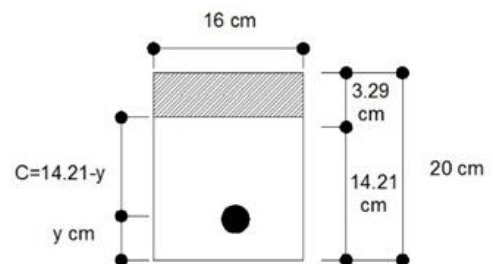
$$A_{st} = 16.00 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y :

$$20y(y/2) = 16(16.7065 - y)$$

$$y = 5.12039 \text{ cm}$$

$$c = 11.58611 \text{ cm}$$



Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = 3145.96 \text{ m}^4$$

Luego:

$$F_s = 1,636.30 \text{ kg/cm}^2 < 2,520.00 \text{ kg/cm}^2$$

Los elementos están dimensionados de manera tal que cumplen el criterio del LRFD en el cual plantea que $f_s < f_{sa}$.

Tabla 4.2.2 – 2 Resultados
Acero Negativo (perpendicular al tráfico)
USAR VARILLAS DE Ø 5/8" @ 0.20 m
Acero Positivo (perpendicular al tráfico)
USAR VARILLAS DE Ø 5/8" @ 0.22 m
As de temperatura
USAR VARILLAS DE Ø 3/8" @ 0.20 m
As de distribución
USAR VARILLAS Ø 1/2" @ 0.20 m

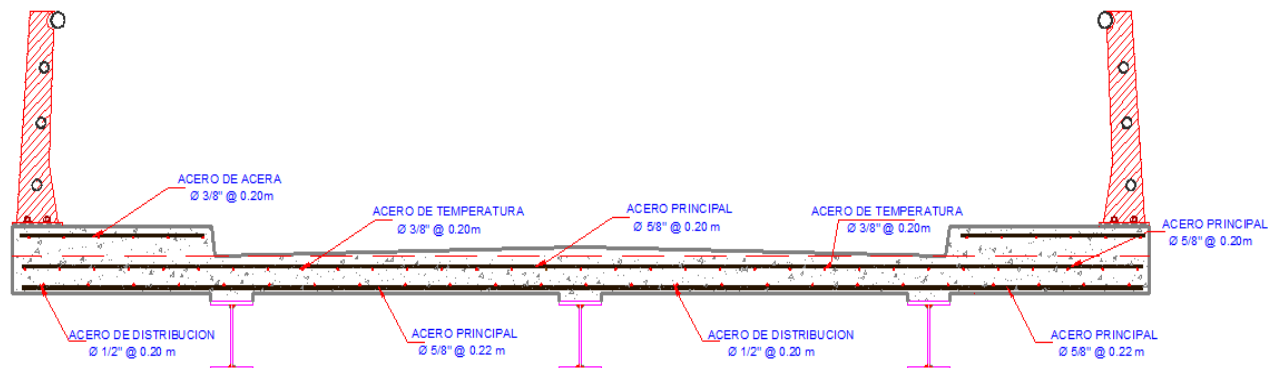


Figura 4.2.2 -1: Distribución de acero

4.3 Diseño de losa en voladizo.

Las “Bases para el diseño de puentes vehicular “ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD, es un reglamento que contempla los diferentes elementos estructurales que pueden ser sometido a una análisis exhaustivo de los mismos.

El NCHRP 350 ha establecido los ensayos estándares en los Estados Unidos para el ensayo de choque de los distintos elementos de seguridad que incumben a un camino. Entre ellos, detalla los tipos de ensayos a realizar en las barreras de contención laterales. La AASHTO, con buen criterio, ha actualizado sus niveles de seguridad en barandas, adaptándolos al estándar del NCHRP 350.

La demanda vehicular es moderada en la localización del Puente vehicular Oscar Turcio. En este sitio se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas. La baranda del puente vehicular Oscar Turcio-Camilo segundo fue propuestas con postes de perfiles de acero con tubos galvanizados que estéticamente queda funcional con la zona urbana en la que está ubicado el puente cuya baranda es con propósito para seguridad peatonal no dejando a una lado la estética, tratando de conciliar la necesidad de resistencia con el aspecto visual y la sensación del conductor y los pasajeros cuando se transita sobre el puente.

(LRFD – Art. 13.7.3.1.1) indica que Se podrán utilizar sistemas de barandas resistentes al choque sin realizar análisis y/o ensayos adicionales, Siempre y cuando la instalación propuesta no tenga características que están ausentes en la configuración ensayada para determinar si es necesario o no realizar ensayos de choque adicionales el Ingeniero deberá aplicar su criterio profesional. Utilizando criterios de diseños de acuerdo a la necesidad que se tiene que contemplar en el diseño del puente vehicular Oscar Turcio- Camilo segundo se propondrá una baranda estructural y estéticamente funcional la cual no será sometida a ensayos de choque ya que se respetara las características geométricas de las barandas peatonales estipuladas en el manual.

Revisiones y comparaciones de diferentes diseños de vuelo en el cual se sometieron barandas a ensayos de colisión para obtener su resistencia concluyen con la elaboración de los cálculos para el diseño del vuelo que la cantidad de acero es menor que la calculada a la losa del puentes debido a las cargas en la que es sometida esta parte de la estructura.

El acero del vuelo del puente Oscar Turcio-Camilo segundo será obtenido de la proyección de del acero cálculo de la losa ya que la baranda propuesta no fue sometida a ensayos de choque por los criterios antes mencionados teniendo la siguiente distribución de acero para el vuelo.

4.4 Diseño de la acera

Generalmente las aceras sobre los vuelos de los puentes no necesitan ser chequeados ni diseñados debido a que el vuelo resiste las solicitaciones máximas y el cordón de la acera reduce el impacto y las probabilidades de colisión en las barandas o sobre los peatones. Generalmente el refuerzo transversal lo constituyen varillas #3 separada cada 300 mm, equivalente a $0.2338\text{mm}^2/\text{mm}$. En la cubierta se recomendaron las varillas # 5 y #3. Con fines de ahorro en costo de materiales y de uniformidad con los diámetros de las varillas se propone un refuerzo transversal de varillas #3 separadas cada 0.20 m.

4.5 Diseño de viga de acero

Las secciones que consistan de una losa de concreto que provea una acción compuesta y soporte lateral conectado a una sección de acero por conectores de corte diseñados de acuerdo a las disposiciones del Art. 6.10.10 serán consideradas secciones compuestas.

4.5.1 Criterios de diseño

A partir de las figura, mostradas abajo, y tomando en cuenta tanto el diseño de la losa de concreto como algunos artículos y tablas de la **AASHTO - LRFD 2007**; se obtienen los criterios de diseño para la viga de ensayo.



Figura 4.5.1 - 1: Súper estructura

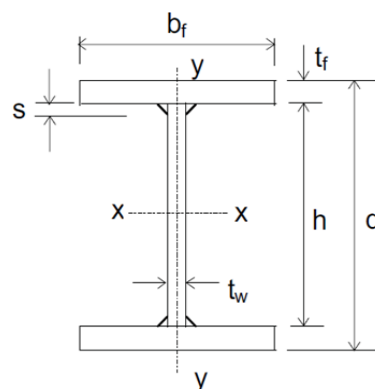
Tabla 4.5.1 - 1: Criterios de diseño				
Criterio	Denotación	Valor	Unidad	Comentario
Número de claros	NClaros	1	c/u	
Longitud de la viga	L	8	m	Ver estudio Hidráulico
Ángulo de inclinación	θ	0	Grados	
Número de vigas	Nb	3	c/u	
Espaciamiento de las vigas	S	2.1	m	
Voladizo de la Cubierta	Ow	1.325	m	
Separación de los marcos transversales	Sd	3.05	m	LRFD - Arto. 6.7.4
Tensión de fluencia del alma	Fyw	2,500	kg/cm ²	LRFD - Tabla 6.4.1-1
Tensión de fluencia de los patines	Fyt&Fyc	2,500	kg/cm ²	LRFD - Tabla 6.4.1-2
Resistencia del concreto a la compresión	f'c	285	kg/cm ²	LRFD - Arto. 5.4.2.1 & Tabla 5.4.2.1-1
Espesor total de la cubierta	tcubierta	0.25	m	Espesor de capa de rodamiento + Espesor de losa
Espesor efectivo de la cubierta	Ts1	0.20	m	Espesor de losa
Espesor total del vuelo	ttv	0.35	m	Espesor del vuelo + Espesor de acera
Espesor efectivo del vuelo	ts2	0.20	m	Espesor del vuelo
Peso específico del acero	γ_s	7,850	kg/m ³	LRFD - Tabla 3.5.1-1
Peso específico del concreto	γ_c	2,400	kg/m ³	LRFD - Tabla 3.5.1-1
Carga muerta adicional por viga	WCMV	110.528	kg/m	$\gamma_s \cdot \text{Área Sección-Viga}$
Peso de la cubierta del encofrado	Wf	73.24	kg/m ²	Asumido
Peso de barandas	Wbar	50.2544	kg/m	

Espesor de la carpeta de rodamiento tfws	tfws	0.05	m	
Ancho transversal	Ap	6.85	m	
Ancho de la vía o calzada	W	4.4	m	
Espesor de la cartela de concreto	th	0.04	m	
Tráfico promedio diario de camiones	ADTT	89	c/u	Ver análisis de trafico
Aceleración de la gravedad	g	9.8066	m/s ²	Constante
Ancho de acera	Wsw	1.2	m	
Distancia horizontal del declive de una acera típica sobreelevada	d'	0.025	m	LRFD – Figura 13.7.1.1-1
Espesor de la acera	tS3	0.15	m	

4.5.2 Seleccionar la viga de ensayo

La viga será diseñada con una sección que tiene forma de I. El Instituto Americano de La Construcción en Acero (AISC), dispone de una base de datos correspondiente a los diferentes perfiles W; para este diseño se utilizaron estos datos, analizando cada perfil, y determinando al fin la sección más apropiada. En este caso se trabajará con una Viga Armada (compuesta por placas de acero y soldadas).

Tabla 4.5.2 - 1: Propiedades de viga de diseño			
W14x74	bf-superior (mm)	256	0.2560 m
	bf-inferior (mm)	256	0.2560 m
	tw (mm)	12	0.0120 m
	tf-superior (mm)	20	0.0200 m
	tf-inferior (mm)	20	0.0200 m
	A (mm ²)	14080	0.01408m ²
	hw (mm)	320	0.3200 m
	D (mm)	360	0.3600 m
	I (mm ⁴)	329045300	0.00032905 m ⁴



4.5.3 Límites de proporción de la sección de viga de acero (LRFD – Arto. 6.10.2)

Límite de proporción de patín **(LRFD - Arto. 6.10.2.2)**

1. Límite que asegura la no distorsión del patín al ser soldado al alma:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.4 \leq 12 \text{ OK}$$

2. Límite que asegura la mayor eficiencia en las proporciones del patín:

$$I_{yc} = I_{yt} = \frac{1}{12} * t_f * b_f^3 = 27962026.67 \text{ mm}^4$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \text{ OK}$$

Límite de proporción del alma [(Alma sin rigidizadores longitudinales **(LRFD-Arto.6.10.2.1.1)**):

Límite que asegura el espesor apropiado del alma de la sección:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 150$$

$$26.66666667 \leq 150$$

El alma de la viga cumple con **(LRFD- Arto.6.10.2.1.1)**

4.5.4 Cálculo de las propiedades de la sección

El puente Oscar Turcio solo se presentara el diseño de la viga interior ya que al utilizar los factores de distribución de carga viva en el Estado Límite de Resistencia I, la sollicitación máxima se da para vigas internas y no para vigas externas. La viga externa se encuentra sometida a mayores efectos por cargas muertas pero en consideración con las cargas vivas son considerablemente menores.

Ancho de ala efectiva “bs” (LRFD - Arto. 4.6.2.6)

2.10 m para vigas interiores **(LRFD – Arto.4.6.2.6.1)**

Relación modular “n”

Factor K_1 (**LRFD - C5.4.2.4**) = 1.0 (adimensional)

Módulo de elasticidad del concreto “EC” (**LRFD – Arto. 5.4.2.4**).

$$E_c = 15344\sqrt{f'_c} = 259036.5336 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200,000 Mpa.

$E_s =$	200,000.00 Mpa	2,039,359.6411 kg/cm ²
---------	----------------	-----------------------------------

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8$$

Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta debe consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón. (**LRFD – Arto. 6.10.1.1.1b**)

Las cargas transitorias se aplicarán a la sección compuesta para cargas de corta duración, el área de la losa será transformada usando la relación modular n .

Las cargas permanentes se aplicarán a la sección compuesta para cargas de larga duración, el área de la losa será transformada usando la relación modular $3n$

Las propiedades de la sección compuesta y no compuesta, para la región de momento positivo, se muestran en la tabla **8.5.4-1**.

A: Área.

d: Distancia al centroide.

I_o : Inercia.

I: Inercia total.

Y: Profundidad de la sección.

S: Módulo resistente elástico de la sección. Para este cálculo se debe conocer la distancia del Eje Neutro a la fibra extrema (y), tanto de la viga como de la sección compuesta a corto y largo plazo.

Para el cálculo de las propiedades de la sección, es necesario conocer la altura de la sección de viga y la altura de la sección de viga compuesta; éstas se determinan como sigue:

HTVIGA =	0.360 m	Altura total de la viga
HTSCOMP =	0.600 m	Altura total de la sección compuesta

Tabla 4.5.4 - 1: Propiedades de la sección en la zona de momento positivo						
Sección	A (m ²)	d (m)	A*d(m ³)	I _x (m ⁴)	A*y ² (m ⁴)	I _{Total} (m ⁴)
SOLA VIGA						
Patín superior	5.12E-03	3.50E-01	1.79E-03	1.71E-07	1.48E-04	1.48E-04
Alma	3.84E-03	1.80E-01	6.91E-04	3.28E-05	0.00E+00	3.28E-05
Patín inferior	5.12E-03	1.00E-02	5.12E-05	1.71E-07	1.48E-04	1.48E-04
Total	1.41E-02	1.80E-01	2.53E-03	3.31E-05	2.96E-04	3.29E-04
COMPUESTA (3n)						
Viga	1.41E-02	1.80E-01	2.53E-03	3.29E-04	5.35E-06	3.34E-04
Losa	1.75E-02	4.60E-01	2.53E-03	5.83E-05	1.57E-03	1.63E-03
Total	3.16E-02	1.61E-01	5.07E-03	3.87E-04	1.58E-03	1.96E-03
COMPUESTA (n)						
Viga	1.41E-02	1.80E-01	2.53E-03	3.29E-04	5.35E-06	3.34E-04
Losa	2.19E-03	4.60E-01	1.01E-03	7.29E-06	1.57E-03	1.58E-03
Total	1.63E-02	2.18E-01	3.54E-03	3.36E-04	1.58E-03	1.91E-03
Sección	y_{inf.} Viga (m)	y_{sup.} Viga (m)	y_{sup.} Losa (m)	S_{inf.} Viga (m³)	S_{sup.} Viga (m³)	S_{sup.} Losa (m³)
Viga	1.80E-01	1.80E-01	NO APLICA	1.83E-03	1.83E-03	NO APLICA
compuestas 3n	1.61E-01	1.99E-01	4.39E-01	1.22E-02	9.84E-03	4.47E-03
compuestas n	2.18E-01	1.42E-01	3.82E-01	8.78E-03	1.34E-02	5.13E-03

4.5.5 Cálculo de los efectos por carga muerta.

El puente vehicular “Oscar Turcio” solamente constará de un claro. Por esta razón, el análisis estructural puede ser llevado a cabo manualmente mediante un análisis de viga simplemente apoyada.

“Las cargas muertas caracterizada en el diseño como (Barandas, aceras, barandas, superficies futuras de desgaste) pueden ser distribuidas equitativamente en todas las vigas”

El ancho de vuelo del puente en diseño es muy grande en comparación con el ancho del mismo. Se puede asumir que las vigas externas se encuentran sometidas a mayores cargas muertas que las internas; por lo tanto, el peso de las aceras se distribuirá solamente sobre las vigas externas

Cargas permanentes para vigas interiores.

Se calculan las cargas muertas debido a los componentes tanto estructurales como no estructurales, tales como: voladizo, barandas, vigas, cartela, encofrado y la cubierta de concreto (losa).

Tabla 4.5.5 - 1: Cargas permanentes para vigas interiores (kg/m)			
Para elementos y accesorios			Nota
Cubierta de concreto (WD_{cub})	1,008	$\gamma_c \cdot S \cdot t_{s1}$	
Encofrado (WD_{cs})	135.0545	$W_f \cdot (S - b_{fsup.})$	
Cartela de concreto (WD_h)	24.576	$\gamma_c \cdot b_{fsup.} \cdot t_h$	La carga muerta por longitud unitaria varía según el tamaño del patín superior.
Sistemas de barandas (WD_p)	100.50899	$(W_{bar} \cdot 2 \cdot b_{arandas})$	Se asume que la carga muerta de las dos barandas se distribuye uniformemente a lo largo de todas las vigas.
Peso propio de la viga (WD_v)	110.528	$A \cdot \gamma_s$	Se multiplica el área transversal de la viga por el peso específico del acero de la misma.
Carga total D_c	1,378.6675		
Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos			Nota
Superficie de desgaste WD_W	176	$\gamma_c \cdot t_{fws} \cdot w / N_b$	Se asume que el peso total de la superficie asfáltica se distribuye equitativamente en todas las vigas.
Carga total D_w	176		

A continuación se prosigue al cálculo de las fuerzas cortantes (V_x) y los momentos flexionantes (M_x); los cuales se rigen por las siguientes ecuaciones:

$$V_x = W (0.5 L - x) \dots \text{Viga simplemente apoyada}$$

$$M_x = 0.5 W X (L - x) \dots \text{Viga simplemente apoyada}$$

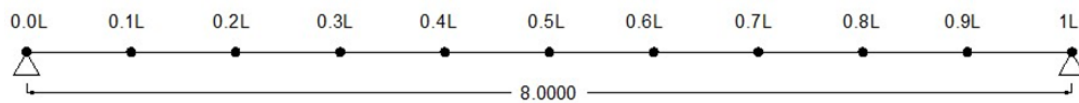
Donde:

W = Carga muerta

L = Longitud del claro y

X = Distancia del apoyo a la cual se está analizando la carga.

Las dos tablas siguientes resumen las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes por carga muerta sin factorar para una viga típica a 0.0L, 0.1L, 0.2L, 0.3L, 0.4L, 0.5L...1.0L distancia medida desde el apoyo izquierdo, a como se representa en la figura de abajo.



Ejemplo de idealización de carga muerta de carga de la losa de concreto.



Tabla 4.5.5 - 2: Cortantes por carga muerta sin factorar para una viga típica							
Localización		Cortantes por carga muerta kg					
Distancia "X" (m)		Cubierta de concreto	Cartela de concreto	Encofrado	Peso propio de la viga	Sistemas de barandas	Superficie de desgaste
0.0L	0.00	4,032	98.304	540.21824	442.112	402.035967	704
0.1L	0.80	3,225.6	78.6432	432.17459	353.6896	321.6287736	563.2
0.2L	1.60	2,419.2	58.9824	324.13094	265.2672	241.2215802	422.4
0.3L	2.40	1,612.8	39.3216	216.08729	176.8448	160.8143868	281.6
0.4L	3.20	806.4	19.6608	108.04364	88.4224	80.4071934	140.8
0.5L	4.00	0.000	0.000	0.000	0	0	0
0.6L	4.80	-806.4	-19.6608	-108.043	-88.4224	-80.4071934	-140.8
0.7L	5.60	-1,612.8	-39.3216	-216.0872	-176.8448	-160.8143868	-281.6
0.8L	6.40	-2,419.2	-58.9824	-324.1309	-265.2672	-241.2215802	-422.4
0.9L	7.20	-3,225.6	-78.6432	-432.1745	-353.6896	-321.6287736	-563.2
1.0L	8.00	-4,032	-98.304	-540.2182	-442.112	-402.035967	-704

Tabla 4.5.5 - 3: Momentos por carga muerta sin factorar para una viga típica							
Localización		Momentos por carga muerta kg*m					
Distancia "X" (m)		Cubierta de concreto	Cartela de concreto	Encofrado	Peso propio de la viga	Sistemas de barandas	Superficie de desgaste
0.0L	0.0	0	0	0	0	0	0
0.1L	0.8	2,903.04	70.77888	388.9571	318.3206	289.465896	506.88
0.2L	1.6	5,160.96	125.82912	691.4793	565.9033	514.606037	901.12
0.3L	2.4	6,773.76	165.15072	907.5666	742.7481	675.420424	1,182.72

0.4L	3.2	7,741.44	188.74368	1,037.219	848.8550	771.909056	1,351.68
0.5L	4.0	8,064	196.608	1,080.436	884.224	804.071934	1408
0.6L	4.8	7,741.44	188.74368	1,037.219	848.8550	771.909056	1,351.68
0.7L	5.6	6,773.76	165.15072	907.5666	742.7481	675.420424	1,182.72
0.8L	6.4	5,160.96	125.82912	691.4793	565.9033	514.606037	901.12
0.9L	7.2	2,903.04	70.77888	388.9571	318.3206	289.465896	506.88
1.0L	8.0	0	0	0	0	0	0

4.5.6 Cálculo de los efectos por carga viva.

La carga viva consiste en una carga de camión de diseño HL-93 (**LRFD - Arto. 3.6.1.2.**

Camión de diseño	HL-93	Ver análisis de transito
Sobrecarga Vehicular (MTI)	25%	MTI Nicaragua
Incremento carga dinámica, IM	33%	(LRFD – Arto. 3.6.2.1)
Carga de carril (Kg/m)	948.336	(LRFD - Arto. 3.6.1.2.4)
Carga de carril factorada (kg/m)	1185.42	(Incluye 25% por sobrecarga)

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$ (**LRFD– Arto. 3.6.2).**

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño (**LRFD - Arto. 3.6.2.1 y 3.6.1.2.4).**

Factores de distribución de carga viva

Para estructuras oblicuas los factores de distribución de carga para cortante deben ser corregidos multiplicándolos por los factores obtenidos del (**LRFD - Arto. 4.6.2.2.2).** En el caso de los factores para momentos flexionantes, se multiplican por los factores obtenidos del (**LRFD - Arto. 4.6.2.2.3c).**

Como este puente no tiene oblicuidad, no se aplicarán los artículos **4.6.2.2.2 - 4.6.2.2.3c.**

Para asegurarse de que se podrán usar las ecuaciones de distribución aproximadas, se necesitará revisar algunos parámetros:

Primeramente se calcula el parámetro de rigidez longitudinal, Kg (**LRFD - Arto.4.6.2.2.1).**

$$k_g = n (I + Ae_g^2)$$

Donde:

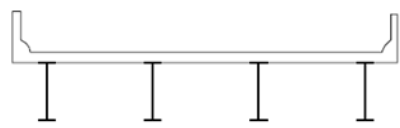
e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

eg=	0.28
Kg=	0.0114633387m ⁴

La sección transversal para este puente es Tipo (a) (**LRFD - Tabla 4.6.2.2.1-1**).

Calculado el parámetro de rigidez longitudinal, Kg, y el tipo de sección transversal, se procede a chequear el rango de aplicabilidad del método basado en la LRFD – Tabla 4.6.2.2.2b-1:

Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 <p>(a)</p>

Fuente: AASHTO LRFD 2007

Chequeo del rango de aplicabilidad			
Componente	Valor	Condición	Evaluación
S (mm)	2,100	$1,100 \leq S \leq 4,900$	Ok!
ts1 (mm)	200	$110 \leq ts1 \leq 300$	Ok!
L (mm)	8,000	$6,000 \leq L \leq 73,000$	Ok!
Nb	3	$Nb \geq 3$	Ok!
Kg (mm4)	1.15E+10	$4E+9 \leq Kg \leq 3E+12$	Ok!

Se usarán las **LRFD - Tablas 4.6.2.2.2b-1 y 4.6.2.2.2.3a-1** para calcular los Factores de distribución para cortante y momento, respectivamente. **Véase (LRFD – Arto.1.3.2.4).**

Factores de distribución de cargas en vigas interiores para el Estado Límite de Resistencia.

El diseño de este puente consta de un solo carril por ende cargar un único carril es generalmente el caso más crítico. Véase **LRFD - Arto. 4.6.2.2.2b-1**.

$$g_{momento_int. R} = 0.06 + \left[\left(\frac{S}{4,300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L * t_{s1}^3} \right)^{0.1} \right] =$$

<i>g_{momento_int . R}</i>	0.483206416	carriles
------------------------------------	--------------------	-----------------

Los factores de distribución de carga viva para cortante para una viga interior se calculan de manera similar. El rango de aplicabilidad es igual al del momento (**LRFD - Arto. 4.6.2.2.3a-1**). Véase **LRFD - Arto. 4.6.2.2.2b-1**.

<i>g_{cortante_int . R}</i>	0.636315789	Carriles
-------------------------------------	--------------------	-----------------

En la tabla siguiente se resumen los factores de distribución resultantes, que serán usados para verificar el Estado Límite de Resistencia en la región de flexión positiva:

Factores de distribución - resistencia			
Esfuerzos	Momento Flexionante	0.483206416	Carriles
	Cortante	0.636315789	Carriles

Factores de distribución de cargas en vigas interiores para el estado límite de fatiga (LRFD – Arto.1.3.2.3.)

El puente en cuestión se está analizando haciendo uso de una distribución de cargas aproximadas (LRFD - Arto. 4.6.2), y a la vez éste constituye únicamente un solo carril de circulación; por lo tanto, se calculará un factor de distribución para momento y otro para cortante (LRFD – Arto. 3.6.1.4.3b).

Las solicitaciones se deben dividir por un factor de presencia múltiple igual a 1.20 correspondiente a un solo carril cargado (LRFD – Tabla 3.6.1.1.2-1)

En la tabla siguiente se resumen los factores de distribución resultantes, que serán usados para verificar el Estado Límite de Fatiga en la región de flexión positiva:

<i>g_{momento_int . F}</i>	0.402672013	Carriles
<i>g_{cortante_int . F}</i>	0.530263158	Carriles

Factor de distribución de la deflexión para sobrecarga (LRFD Arto. 2.5.2.6.2.)

El presente diseño describe el caso de puentes rectos multiviga, por consiguiente el factor de distribución de la deflexión es igual al número de carriles dividido por el número de vigas (**LRFD – C2.5.2.6.2**).

$m =$	1.2	Factor de presencia múltiple para un carril cargado
-------	-----	---

$$g_{\Delta} = m \left(\frac{N_{carriles}}{N_{vigas}} \right) =$$

$g_{\Delta} =$	0.4	carriles
----------------	-----	----------

Momentos y cortantes por carga viva para una viga típica (Estado límite de resistencia).

La sobrecarga vehicular de diseño se tomará como la sollicitación debida a un camión de diseño con la separación entre ejes traseros de 4,300mm, descrita en el (**LRFD - Arto. 3.6.1.2.2**), combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño (**LRFD – Arto. 3.6.1.3.1**).

Las cargas de rueda especificadas en el (**LRFD - Arto. 3.6.1.2.2**) deberán ser afectadas por los factores de Incremento de carga dinámica y la Sobrecarga vehicular recomendada por el MTI (25%). Asimismo, la carga de carril descrita en el (**LRFD - Arto. 3.6.1.2.4**) se multiplicará por la Sobrecarga Vehicular.

El incremento por carga dinámica, IM, es: (33%) (**LRFD - Tabla 3.6.2.1-1**)

Cargas de rueda		Cargas de rueda factoradas	
P1 (kg) =	35,000 N	58187.50 N	5933.4737 Kg
P2 (Kg) =	145,000 N	241062.50 N	24581.5340 Kg
P3 (Kg) =	145,000 N	241062.50 N	24581.5340 Kg

Carga de carril		Carga de carril factorada
Pcarril (kg/m)	948.336	1185.42

Como el claro del puente en diseño es muy cortó y es menor que la suma de la separación entre ejes del camión, se puede concluir fácilmente que una sola carga concentrada en el centro del claro efectúa el máximo momento, corroborando la posición del vehículo en SAP 2000.

Los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada se deberán despreciar (**LRFD – Arto. 3.6.1.3**).

Las tablas que se muestran a continuación contienen las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes ya factoradas, Éstos fueron obtenidos mediante SAP 2000 versión 16.

Tabla 4.5.6 - 1: Momentos y cortantes por carga viva afectados por los factores de distribución (Estado límite de resistencia).			
Localización "X" (m)		Cortante VLL+IM (Kg)	Momentos y cortantes por carga viva
0.0L	0.00	-10,923.21319	0
0.1L	0.80	-10,302.72894	6,447.432869
0.2L	1.60	-9,682.251047	12,517.92608
0.3L	2.40	-9,061.766795	18,211.46996
0.4L	3.20	-8,441.288905	23,528.06935
0.5L	4.00	-7,820.811016	28,467.72425
0.6L	4.80	8,441.288905	23,528.06935
0.7L	5.60	9,061.766795	18,211.46996
0.8L	6.40	9,682.251047	12,517.92608
0.9L	7.20	10,302.72894	6,447.432869
1.0L	8.00	10,923.21319	0

Momentos y cortantes por carga viva para una viga típica (Estado Límite de Fatiga).

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado, y según lo especificado en el **LFRD - Arto. 3.6.1.4.1** la carga de Fatiga será un camión de diseño con una separación constante de 9,000 mm entre los ejes de 145,000N.

A la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica según lo especificado el **LRFD – Arto. 3.6.2**, y el 25% que estipula el MTI.

Incremento por carga dinámica (Fatiga), IM, es: 0.15 (**LRFD - Tabla 3.6.2.1-1**)

Cargas de rueda		Cargas de rueda factoradas	
P1 (N) =	35,000	50312.50 N	5130.4472 Kg
P2 (N) =	145,000	208437.50 N	21254.7098 Kg

P3 (N) =	145,000	208437.50 N	21254.7098 Kg
-----------------	---------	-------------	---------------

Los resultados de las siguiente tabla también fueron calculados con el programa de análisis estructural, SAP 2000 versión 16.0.

Tabla 4.5.6 - 2: Momentos y cortantes por carga viva afectados por los factores de distribución (Estado límite de fatiga)			
Localización "X" (m)		Cortante VLL+IM (kg)	Momentos y cortantes por carga viva
0.0L	0.00	-8,220.627316	0
0.1L	0.80	-7,703.562408	4,837.012996
0.2L	1.60	-7,186.497500	9,359.909609
0.3L	2.40	-6,669.427289	13,568.68178
0.4L	3.20	-6,152.362382	17,463.33355
0.5L	4.00	-5,635.297474	21,043.8649
0.6L	4.80	6,152.362382	17,463.33355
0.7L	5.60	6,669.427289	13,568.68178
0.8L	6.40	7,186.497500	9,359.909609
0.9L	7.20	7,703.562408	4,837.012996
1.0L	8.00	8,220.627316	0

El máximo momento positivo (localizado a 0.5L) para el Estado Límite de Resistencia I se calcula como sigue:

$$MDC = MCubierta\ c + MCartela + MCubiertaS + MPp_Viga + MBarand$$

MDC	11,029.3404 kg*m
MDW	1,408.0000 kg*m
MLL+IM	28,467.7242 kg*m
MTotal	65,717.1930 kg*m

El esfuerzo máximo generado en la parte superior de la viga (localizado a 0.5L) en el Estado Límite de Resistencia I se calcula como sigue:

Carga muerta en la sección no compuesta:

$$MCM_nc = MCubierta\ aC + MCartela + MCubierta\ aS + MPp_Viga$$

Parte superior de la viga

MCM_nc	10,225.2685 kg*m	
SSup . Viga	0.0018280 m³	
fCM_nc	-5,593,601.06 kg/m²	<i>Esfuerzo</i>

Carga muerta de barandas (compuesto 3n).

<i>MBaranda</i>	804.0719 kg*m	
<i>SSup . Viga _3n</i>	0.0098370 m ³	
<i>fBaranda</i>	-81,739.65 kg/m ²	<i>Esfuerzo</i>

Carga muerta de superficie de desgaste (compuesto 3n).

<i>MSuperficie _D =</i>	1,408.0000kg*m	
<i>SSup . Viga _3n =</i>	0.0098370 m ³	
<i>fSuperficie _D =</i>	-143,133.25 kg/m ²	<i>Esfuerzo</i>

Carga viva (HL-93) + IM (Compuesto n).

<i>MLL+IM</i>	28467.7242 kg*m	
<i>SSup . Viga _n</i>	0.0134274 m ³	
<i>fLL+IM</i>	-2,120,116.12 kg/m ²	<i>Esfuerzo</i>

Multiplicando los esfuerzos, anteriormente calculados, por sus respectivos factores de carga y añadiendo ese resultado a la siguiente combinación de esfuerzos para el Estado Límite de Resistencia I, se obtiene:

$$Fres.I = n_i = (1.25FCMnc + 1.25FBaranda + 1.5FSuperficieD + 1.75FLL+IM)$$

<i>fRes.I</i>	-11,019,078.97 kg/m²
---------------	--

El esfuerzo generado en la parte superior de la viga para (localizado a 0.5L) en el estado límite de fatiga es:

<i>MLL+IM</i>	21,043.8649 kg*m
<i>SSup . Viga _n</i>	0.0134274 m ³
<i>fLL+IM</i>	-1,567,228.79 kg/m ²

Los esfuerzos generados en la parte inferior de la viga y en la parte superior de la losa se obtienen siguiendo el mismo procedimiento explicado anteriormente. De igual forma seguir el método para calcular los momentos y cortantes factorados para los Estados Límites de Servicio II y Fatiga.

Tabla 4.5.6 - 3: Efectos de cargas combinadas en la zona de máximo momento positivo				
Resumen de valores sin factorar				
Carga	Momento(kg*m)	FInf. Viga(kg/m2)	FSup. Viga(kg/m2)	FSup. Losa (kg/m2)
CM no compuesta	10,225.2685	5,593,601.063	-5,593,601.063	0
CM Barandas	804.07193	65,765.38807	-81,739.65137	-180,076.3443
CM Superficie de Des	1,408	115,160.9234	-143,133.25	-315,329.3656
CV - HL-93	28,467.7242	3,241,676.908	-2,120,116.118	-5,546,529.154
CV - Fatiga	21,043.8649	2,396,307.141	-1,567,228.794	-4,100,096.276
Resumen de valores factorados				
Estados Límites	Momento (Kg*m)	FInf. Viga (Kg/m2)	fSup. Viga(Kg/m2)	fSup. Losa(Kg/m2)
Resistencia I	65,717.19295	12,919,884.04kg/m ²	-11,019,078.97kg/m ²	-10,404,515.50kg/m ²
Servicio II	49,445.38194	9,988,707.36kg/m ²	-8,574,624.92kg/m ²	-7705893.61kg/m ²
Fatiga	33,788.1336	8,205,785.06kg/m ²	-7,408,561.05kg/m ²	-4,655,302.58kg/m ²

Tabla 4.5.6 - 4: Efectos de cargas combinadas en la zona de máximo cortante positivo	
Resumen de valores sin factorar	
Carga	Cortante (Kg)
CM no compuesta	5,112.6342
CM Barandas	402.0360
CM Superficie de desgaste	704.0000
CV - HL-93	10,923.2132
CV – Fatiga	8,220.6273
Resumen de valores factorados	
Estados Límites	Cortante (Kg)
Resistencia I	27,064.96084
Servicio II	20,418.84735
Fatiga	14,411.0801

4.5.7 Criterios para la deflexión

Para el cálculo de la deflexión se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I, como sigue:

$$1.0(LL+IM) \dots (\text{LRFD – Tabla 3.4.1-1})$$

La superestructura del puente contempla cargas vehiculares y peatonales; por lo tanto, la máxima deflexión permitida es:

$$\Delta_{LL + IM} = L / 1000 \dots (\text{LRFD – Arto. 2.5.2.6.2})$$

$\Delta_{LL + IM} =$	0.0080 m
----------------------	----------

Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga:

Las máximas deflexiones se basan en la sección compuesta. En el cálculo de las deflexiones, debidas tanto al camión de diseño como a la carga del carril, se utilizará la Sección Compuesta a corto plazo, n, puesto que proporciona el mayor momento de inercia a la sección.

Δ_{Carril}	0.001621929	$\Delta_{carril} = \frac{(5)(W_{carril})(L^4)}{(384)(E_s)(I_n)}$
$I(n)$	0.001911372 m ⁴	Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo n.
W_{Carril}	1,185.4200 Kg/m	LRFD - Arto.3.6.1.2.4

Si el propietario demanda el criterio optativo referente a la deflexión por sobrecarga especificado en el **LRFD – Arto. 2.5.2.6.2**, la deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores (**LRFD - Arto. 3.6.1.3.2**).

La deflexión debida al camión de diseño solamente:

$g\Delta$	0.4000	Carriles
Δ_{Camion}	0.008554	Resultado obtenido de Sap2000 v16

$\Delta_{m\acute{a}x.1}$	0.0034216	< Δ_{LL+IM}	ok
--------------------------	-----------	--------------------	----

La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril es:

$\Delta_{m\acute{a}x.2=}$	0.001504172	< Δ_{LL+IM}	ok
---------------------------	-------------	--------------------	----

La deflexión máxima es el máximo valor de los calculados.

Entonces, la deflexión es: Máx. ($\Delta_{m\acute{a}x.1}$; $\Delta_{m\acute{a}x.2}$) → $\Delta_{m\acute{a}x.}$	0.0034216
---	-----------

Por tanto se cumplen los criterios de por deflexión

4.5.8 Cálculo de la capacidad de momento plástico.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se determina de la siguiente manera (**LRFD - Arto. D6.1**):

- a. Se calculan los esfuerzos en los elementos de la sección compuesta (el alma, los patines y la losa de concreto):

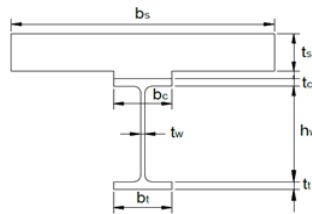


Figura 4.5.8 – 1: Capacidad de momento plástico.

Para el patín en tensión	
F_{yt}	25,000,000.00 kg/m ²
b_t	0.2560 m
t_t	0.0200 m
$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_t$	128,000.00 Kg

Para el alma	
F_{yw}	25,000,000.00 kg/m ²
h_w	0.3200 m
t_w	0.0120 m
$P_w = F_{yw} \cdot h_w \cdot t_w$	96,000.00 Kg

Para el patín en compresión	
F_{yc}	25,000,000.00 kg/m ²
b_c	0.2560 m
t_c	0.0200 m
$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c$	128,000.00 Kg

Para la losa	
$f'_c =$	25000000.00 kg/m ²
$b_s =$	2.1000 m
$t_s =$	0.2000 m
$P_s = 0.85 f'_c \cdot b_s \cdot t_s$	1,017,450.00 Kg

- b. Localización del eje neutro plástico (**LRFD - Tabla D6.1-1**):

Las fuerzas en la armadura longitudinal se pueden despreciar de manera conservadora. Para hacerlo, en las ecuaciones que aparecen en el **LRFD - Tabla D6.1-1** P_{rb} y P_{rt} se igualarán a cero.

Caso I – En el alma:

$P_t + P_w \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$		
224,000.00 kg	<	1,017,450.00 Kg

Por tanto: ¡El eje neutro plástico no está en el alma!

Caso II – En el patín superior:

$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	Dónde: $P_{rb} \& P_{rt} = 0.0 \text{ Kg}$
352,000.00 Kg	< 1,017,450.00 Kg

Por tanto: ¡El eje neutro plástico no está en el patín superior!

Caso III – En La cubierta de concreto:

Crb =	0.16580 m	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$
352,000.00 kg	<	843,466.05 kg

Por tanto: ¡El Eje Neutro Plástico NO está en la cubierta de concreto!

Caso IV – En La cubierta de concreto:

Crb =	0.16700 m	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$
352, 000.00 kg	<	843,466.05 kg

Por tanto: ¡El Eje Neutro Plástico NO está en la cubierta de concreto!

Caso V – En La cubierta de concreto:

Crt =	0.08350 m	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$
352,000.00 kg	<	568,754.55 kg

¡El Eje Neutro Plástico no está en la cubierta de concreto!

Caso VI – En La cubierta de concreto:

Crt =	0.11180 m	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_s$
352l000.00 kg	<	843,466.05 kg

¡El Eje Neutro Plástico no está en la cubierta de concreto!

Caso VII – En La cubierta de concreto:

Crt =	0.11180 m	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_s$
352k000.00 kg	<	568,754.55 kg

Como se puede apreciar la condición establecida para el caso VII es satisfecha, de manera que el Eje Neutro Plástico está dentro de la losa, por lo tanto, se utilizarán las ecuaciones establecidas para el Caso VII en el **LRFD**

Tabla D6.1-1

$$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s} \right]$$

\bar{Y}	0.06919 m
-----------------------------	------------------



Distancia entre el eje neutro plástico y la mitad del espesor del tablero de hormigón (ds):

$ts = ts1$	0.20 m
th	0.04 m
ds	0.04

Distancia entre el eje neutro plástico y la mitad del espesor del patín Superior (dc):

Dc	0.190000 m
-----------	-------------------

Distancia entre el eje neutro plástico y la mitad de la profundidad del alma (dw):

Dw	0.360000 m
-----------	-------------------

Distancia entre el eje neutro plástico y la mitad del espesor del patín de tracción (dt):

Dt	0.530000 m
-----------	-------------------

Cálculo del Momento Plástico:

$$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$$

Siendo P_{rt} y $P_{rb} = 0$

Mp	138,897.8957 kg*m
-----------	--------------------------

Determinar si la sección es compacta o no compacta (LRFD – Arto. 6.10.6.2.2)

Para que la sección sea considerada Compuesta – Compacta, ésta debe satisfacer los siguientes requisitos **(LRFD – Arto. 6.10.6.2.2)**:

La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede 485 Mpa:

$$F_y t & F_y c = 250.0 \text{ MPa} < 485 \text{ MPa} \dots \text{Ok!!}$$

El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales **(LRFD - Arto. 6.10.2.1.1)**:

El alma de la viga que se está diseñando no contiene rigidizadores longitudinales, por tanto, este requisito se considera satisfecho.

La sección satisface el límite de esbeltez del alma **(LRFD – Arto. 6.10.6.2.2)**.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}} =$$

D_{cp} = profundidad del alma en compresión en el momento plástico determinado como se especifica en el **LRFD Artículo D6.3.2**

En el momento plástico (D_{cp}):

Para secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión en el momento plástico, D_{cp} , se tomará como sigue para casos del **LRFD Tabla D6.1-1** donde el Eje Neutro Plástico está en el alma: **(LRFD Arto. D6.3.2)**

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[\frac{F_{yt} A_t - F_{yc} A_c - 0.85 f'_c A_s - F_{yrs} A_{rs}}{F_{yw} A_w} + 1 \right] \quad (\text{D6.3.2-1})$$

Para todas las otras secciones compuestas en flexión positiva, D_{cp} se tomará igual a cero. **(LRFD Arto. D6.3.2)**

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$$

¡La sección es considerada Compacta!

4.5.9 Diseño por flexión - Estado límite de resistencia

El momento de fluencia, M_y , se obtiene de la siguiente manera **(LRFD – Arto. D6.2.2)**

Se calcula el momento MD1 provocado por la carga permanente (0.5L) mayorada aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o vuelto compuesto. Este momento se deberá aplicar a la sección de acero.

Nota: MD1 debe ser afectado por el factor de carga correspondiente (γ_i).

$\gamma_i = 1.25 \dots DC$

$MD1 = 1.25 (MCubiertac + MCartela + MCubiertaS + MPp_Viga).$

MD1	12,781.59 kg*m
------------	-----------------------

Se calcula el momento MD2 provocado por el resto de la carga permanente (0.5L) mayorada. Éste momento se debe aplicar a la sección compuesta a largo plazo.

MD2 debe ser afectado por el factor de carga correspondiente (γ_i).

$\gamma_i = 1.25 \dots DC; 1.50 \dots DW$

$MD2 = 1.25MBaranda + 1.5MSuperficie_D$

MD2	3,117.09 kg*m
------------	----------------------

Se calcula el momento adicional MAD que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar la fluencia nominal en cualquiera de los patines de acero.

Para el patín en tensión:

Módulos de sección			
Patín en tensión	Sinf. Viga (m³)	SNC	0.00182803
		SST	0.012226369
		SLT	0.00878179

$$M_{ADT} = \left[S_{ST} * \left(F_{yt} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \right] =$$

Madt	224,512.19kg*m
-------------	-----------------------

Momento de fluencia en el patín de tensión (Myt):

$$Myt = \eta i MD1 + MD2 + MADT \Rightarrow 240,410.86 \text{ kg*m}$$

Para el patín en compresión:

Módulos de sección			
Patín en compresión	Sinf. Viga (m³)	SNC	0.00182803
		SST	0.009836988
		SLT	0.013427436

MADC	174,860.87kg*m
-------------	-----------------------

Momento de fluencia en el patín de compresión (Myc):

$$Myc = \eta i (MD1 + MD2 + MADC) \Rightarrow 190,759.54 \text{ kg*m}$$

Entonces, el momento de fluencia, My, se tomará como el menor valor calculado:

$$My = \text{Min. } Myt, Myc \Rightarrow My = Myc \Rightarrow 190,759.54 \text{ kg*m}$$

Resistencia nominal a la flexión (LRFD – Arto. 6.10.7.1.2).

Dp	0.069 m
Dt = HTSCOMP	0.600 m
MP	138897.90 kg*m

Donde:

Dp = distancia de la parte superior de la cubierta de concreto al eje neutro de la sección compuesta en el Momento Plástico.

Dt = profundidad total de la sección compuesta.

Si $Dp \leq 0.1$, entonces: $Mn = Mp$

Caso contrario: $M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$

Para este diseño, $M_n = 137,408.26 \text{ kg}\cdot\text{m}$

A continuación se verificación requisito de ductilidad establecido en el LRFD
Arto. 6.10.7.3

$D_p \leq 0.42 D_t \Rightarrow$	0.069 m	\leq	0.252	ok
---------------------------------	---------	--------	-------	----

La resistencia a la flexión factorada, M_r , se calcula como sigue:

$\Phi_f = 1.0$...Adimensional...Factor de resistencia a flexión (LRFD – Arto. 6.5.4.2)

$M_r = \Phi_f \cdot M_n$	137408.26 kg·m
--------------------------	----------------

La resistencia a la flexión se verifica a como se muestra a continuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots \text{Para este caso: } \sum \eta_i \gamma_i M_i \leq M_r$$

$\sum \eta_i \gamma_i M_i =$	65717.19 kg·m	\leq	137408.2592	OK
------------------------------	---------------	--------	-------------	----

Por tanto la sección si es adecuada por flexión.

4.5.10 Diseño por cortante - Estado límite de resistencia

El cortante es mínimo en la localización del momento máximo positivo, y es máximo en los extremos de cada claro, en nuestro caso es máximo en el estribo. Por lo tanto, los cálculos requeridos para diseño por cortante se presentarán para la sección de diseño de la viga en el estribo.

Sección de diseño de la viga en el estribo:

Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte (C). (LRFD - Arto. 6.10.9.3.2)

$D=hw$	0.32000 m
tw	0.01200 m
F_{yw}	25,000,000.00 kg/m ²

E_s	20393596410.72kg/m ²
-------	---------------------------------

$k = 5.0$ (LRFD – Arto. 6. 10. 9. 2)

$$\text{Si } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s k}{F_{yw}}}, \text{ Entonces: } C = 1.0$$

26.66666667	≤	71.5286339	ok
-------------	---	------------	----

Por tanto C	1
-------------	---

Esfuerzo cortante plástico (Vp) (LRFD - Arto. 6.10.9.2)

$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$	55,680.0000 Kg
---------------------------	----------------

Resistencia nominal al corte (Vn). (LRFD - Arto. 6.10.9.3.3)

$V_n = V_{cr} = C V_p$	55,680.0000 Kg
------------------------	----------------

Resistencia al corte (Vr). (LRFD - Arto. 6.10.9.1)

$\Phi_v = 1.0$...Adimensional...Factor de resistencia al corte (LRFD – Arto. 6.5.4.2).

En el Estado Límite de Resistencia las almas deberán satisfacer:

$V_r = \phi_v V_n$	55,680.0000 Kg
--------------------	----------------

Verificación de la resistencia al corte

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots \text{Para este caso: } \sum \eta_i \gamma_i V_i \leq V_r$$

$$\sum \eta_i \gamma_i V_i = 27064.9608 \text{ Kg}$$

Comprobando	27,064.96084	≤	55,680	OK
-------------	--------------	---	--------	----

Por tanto la sección sí es adecuada por cortante.

Diseño por flexión – Estado límite de servicio

La viga debe ser verificada por flexión en el Estado Límite de Servicio; esto con el objetivo de evitar que las cargas de tráfico esperadas provoquen deflexiones permanentes objetables que pudieran afectar la transitabilidad.

Para que la viga sea considerada apta por flexión en el Estado Límite de Servicio, los patines deben satisfacer los siguientes requisitos **(LRFD – Arto. 6.10.4.2.2)**

Para el patín superior de las secciones compuestas

$f_{fpatínsup.} = f_{sup. viga}$	-8,574,624.92 kg/m ²
$F_{yf} = F_{yc} = F_{yt}$	25,000,000.0000kg/m ²

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf}$$

$R_h = 1.0$ **(LRFD – Arto. 6.10.1.10.1)**

-8,574,624.9177 kg/m ²	≤	23,750,000.0000 kg/m ²
-----------------------------------	---	-----------------------------------

Para el patín inferior de las secciones compuestas:

$f_l = 0.0MPa...$ **LRFD - Arto.6.10.1.6**

$f_{fPatín inf.} = f_{inf. Viga} = 9,988,707.36 \text{ kg/m}^2$

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf}$$

9,988,707.3553 kg/m ²	≤	23,750,000.0000 kg/m ²	ok
----------------------------------	---	-----------------------------------	----

Para ambos patines de acero de las secciones no compuestas:

Este requisito no será evaluado porque en el presente diseño la sección se consideró compuesta. En conclusión, la viga satisface los requerimientos de flexión en el Estado Límite de Servicio II.

4.5.11 Efectos de carga viva para vigas externas

Factores de distribución de cargas para vigas externas

A continuación se presenta el análisis de cargas de la viga exterior con respecto a la viga interior.

Para un carril de diseño cargado, la distribución de la carga viva por carril para momento en las vigas exteriores se calcula usando la Ley de Momentos. Se

idealizarán las siguientes cargas de rueda: P1 (carriles) = 0.5; P2 (carriles) = 0.5. El siguiente paso será obtener los brazos de momento para cada una de las fuerzas puntuales ejercidas por las ruedas del camión:

Tabla 4.5.11 - 1: Brazos de momento para las ruedas interna y externa		
Variable	Valor (m)	Condición
Separación entre ruedas, Ws	1.8	HL-93 LRFD
Distancia de carga de rueda desde orilla de carril, dw	0.6	LRFD - Arto. 3.6.1.3.1
Separación entre vigas, S	2.1	
Ancho de vuelo de la cubierta, Ow	1.325	
Ancho de acera, wsw	1.2	
Distancia horizontal del declive, d'	0.025	
Brazo de momento rueda interna, lwi	-0.2	$l_{wi} = S + Ow - wsw - d' - dw - Ws$
Brazo de momento rueda externa, lwe	1.6	$l_{we} = Ws + l_{wi}$

l_{wi} es menor que cero, esto implica que la carga de rueda interna se encuentra al lado opuesto al medido (0.2 hacia la derecha).

Para un carril de diseño cargado, la distribución de la carga viva por carril para momento en vigas externas será como sigue (**LRFD - Arto. 4.6.2.2.2b-1**).

$$g_{momento_ext1}(carril - Fatiga) = \frac{P_1 \cdot l_{we} + P_2 \cdot l_{wi}}{S}$$

$$g_{momento_ext1}(carriles_{Resistencia}) = g_{momento_ext1} \cdot 1.2$$

$$g_{momento_}(ext1 carril - Fatiga) = 0.333$$

$$g_{momento_ext1}(carriles_{Resistencia}) = 0.400$$

Los factores de distribución de carga viva para cortante para una viga exterior se calculan de la misma manera para un carril de diseño cargado.

Tabla 4.5.11 - 2: Cargas muertas sobre vigas externas kg/m			
Por elementos y accesorios			
Variable	Valor		Condición
1/2 Cubierta de concreto	504	$\gamma_c \cdot S \cdot ts_{1/2}$	En estas vigas actúa la mitad de la losa en el primer claro y el voladizo.
Voladizo	636	$\gamma_c \cdot Ow \cdot ts_2$	
Acera	441	$\gamma_c \cdot (wsw + d') \cdot ts_3$	
Cartela de concreto	24.576	$\gamma_c \cdot bf \cdot th$	
Peso propio de la viga	110.528	$A \cdot \gamma_s$	

Sistemas de barandas	50.2544959		
Carga total WDC	1,766.3585		
Por Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos			
Vuelo WDW	176	$\gamma_c \cdot t f w s \cdot w / N b$	El peso total se distribuye equitativamente en todas la vigas.

A partir de estas cargas, se pueden calcular las reacciones producidas por las cargas usando la ecuación para vigas simplemente apoyada: $W \cdot l / 2$.

4.5.12 Carga viva

Reacción factorada soportante

La reacción factorada soportante en el extremo se calcula como sigue, usando los factores de carga presentes en las **LRFD - Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2** y usando las reacciones obtenidas por análisis estructural. El resultado de RLL+IM debe ser afectado por el Factor de Distribución de Carga Viva por Cortante para una viga interna con un carril cargado.

$RLL+IM = 4,794.690379$ para una viga externa.

$RLL+IM = 10,923.21319$ para una viga interna.

Factor de carga $\eta_i = 1$

Por lo tanto, la reacción factorada [$R_f = \eta_i \cdot (\gamma_{DC} \cdot R_{DC} + \gamma_{DW} \cdot R_{DW} + \gamma_{LL} \cdot R_{LL} + IM)$] en los apoyos será:

$R_f = 10,862.65628$ (Para vigas externas)

$R_f = 27,064.96084$ (Para vigas internas)

Como se puede observar, las vigas internas se encuentran a mayores solicitaciones que las vigas externas en el Estado Límite de Resistencia I cuando se aplican los factores de distribución de carga viva.

Por lo tanto, se corteja la selección de la las solicitaciones de la viga interna para diseñar las vigas.

4.6 Diseño de conectores de cortante

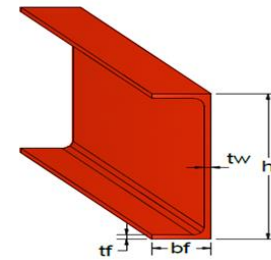
En las secciones compuestas se deberá proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de hormigón y la sección de acero para resistir el corte en la interfaz. Normalmente se deberán proveer conectores de corte en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos de un solo tramo. **(LRFD – Arto. 6.10.10.1).**

Los conectores de corte deberían ser de un tipo tal que permita compactar adecuadamente el hormigón para garantizar que la totalidad de sus superficies estén en contacto con el hormigón.

Los conectores de corte tipo canal deberán tener soldaduras de filetes de un tamaño no menor que 5 mm a lo largo de las aristas del canal. En este diseño se usará un conector de corte tipo canal. **(LRFD – Arto. 6.10.10.1.1.)**

La tabla y la figura siguiente muestran con más detalle las dimensiones de canal:

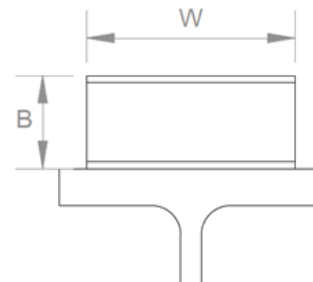
Tabla 4.6 – 1: Dimensiones del canal		
Elementos	UNIDADES	
	in	m
bf(canal)	2	0.0508
tf(canal)	1/5	0.0047625
h(canal)	4	0.1016
tw(canal)	1/5	0.0047625



4.6.1 En la región de flexión positiva

(Para conectores tipo canal...Diseño de estructuras de concreto armado, Teodoro E. Harmsen) Pág. 489

Tabla 4.6 - 2: Valores de "B" según el N° de ciclos	
B	N
4,000	100,000
3,000	500,000
2,400	2,000,000
2,100	> 2,000,000



$$Zr = BW$$

$W = Lc = 8.00$ in (Longitud de un canal conector de cortante medido en una dirección transversal sobre el patín de la viga).

El valor de B se determina a partir del número de ciclos, tal como se indica a continuación:

$$N^{\circ} \text{ de ciclos (N)} = (365) \cdot (75) \cdot n \cdot (\text{ADTT}) = 2, 436,375 \text{ ciclos}$$

$n = 1$ (Para vigas de claros simples y con una longitud menor que 12 m.

(LRFD – Tabla 6.6.1.2.5-2)

$$\text{Por tanto, } B = 2100$$

La resistencia al corte de fatiga se calcula como sigue:

$$Zr = 7,620.35 \text{ kg}$$

Ahora se procede a calcular el primer momento del área transformada a corto plazo de la cubierta de concreto alrededor del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo:

<i>n</i>	8.00 Adimensional	(Relación modular)
<i>bs</i>	2.10m	(Ancho efectivo)
<i>ts1</i>	0.20m	(Espesor de la cubierta)
<i>ysup . Viga</i>	0.14m	(Véase Capítulo 8.5.4, Tabla 8.5.4-1)
<i>th</i>	0.04m	(Espesor de cartela)

$$Q = \frac{1}{n} b_s t_{s1} \left[y_{sup. Viga} + t_h + \frac{t_s}{2} \right]$$

$$Q = 0.0148233 \text{ m}^3$$

Rango de fuerza de cortante vertical (V_f): Considerado como el valor absoluto de la suma de los cortantes por carga viva en el Estado Límite de Fatiga, a 0.0L y 0.5L.

$$V_f = 2,585.33 \text{ Kg}$$

Cálculo del rango de cortante de fatiga longitudinal por unidad de longitud (Vfat):

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I}$$

Vfat= 20,050.04 kg/m (**LRFD-Arto.6.10.10.1**)

Donde

I=Inercia total de la sección compuesta a corto plazo n.

Cálculo del rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud (Ffat):

El rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud (Kg/m), será tomado como el más grande de cualquiera de Ffat1 o Ffat2.

Rango de cortante de fatiga radial #1:

Área del patín en tensión: $A_{bot} = b_{finf} * t_{finf} = 0.0051 \text{ m}^2$

Distancia vertical del Eje Neutro al borde más exterior del patín inferior:

Yb= 0.21765 m

Yb = d...Distancia del eje neutro de la sección de acero más la cubierta de concreto transformada usando una proporción modular de n.

Rango de momento de fatiga: Considerado como el valor absoluto de la suma de los momentos por carga viva en el Estado Límite de Fatiga, a 0.0L y 0.5L.

$$M_f = 21,043.8649 \text{ kg*m}$$

Longitud efectiva de la cubierta (w): 1.22

Radio mínimo de la viga dentro del panel (R): Para puentes rectos el radio mínimo de viga tiende al Infinito.

Rango de esfuerzos de fatiga longitudinal en el patín inferior sin consideración de torcimiento lateral del patín:

$$\sigma_{flg} = \frac{M_{fat} * \left(y_b - \frac{t_{finf}}{2}\right)}{I}$$

$$\sigma_{flg} = 2,286,208.921$$

Por tanto, el Rango de cortante de fatiga radial #1 es:

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} * (\sigma_{flg})^I}{wR}$$

Para claros o segmentos rectos, el rango de cortante de fatiga radial puede ser tomado igual a cero (**LRFD - Arto. 6.10.10.1.2**).

Así que: $F_{fat1} = 0.0000 \text{ Kg/m}$

Rango de cortante de fatiga radial #2

$$F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{wR}$$

F_{rc} = Rango de fuerza neta del marco transversal en el patín superior (Kg). Para puentes rectos o curvados horizontalmente con inclinaciones que no exceden los 20°, el rango de cortante de fatiga radial, F_{fat2} , puede ser tomada igual a cero (**LRFD - Arto. 6.10.10.1.2**). Para este diseño el ángulo de inclinación del puente es de 0.0 Grados.

$$F_{fat2} = 0.0000 \text{ Kg/m}$$

Por tanto, el rango de cortante de fatiga radial por unidad de longitud se toma como sigue:

$$F_{fat} = \text{Máx. } (F_{fat1}, F_{fat2}) = 0.0000 \text{ Kg/m}$$

Cálculo del rango de cortante de fatiga horizontal por unidad de longitud:

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$$

$$V_{sr} = 20050.04 \text{ Kg/m (LRFD - Arto. 6.10.10.1.2)}$$

4.6.2 Cálculo del espaciamiento longitudinal de los conectores de cortante

El número resultante de conectores de cortante no será menos del número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia como se especifica en el **(LRFD - Arto. 6.10.10.1.2)**.

$n = 1$ Cantidad de conectores de corte transversales al eje longitudinal de la viga

$$P_{\text{máx}} = 0.3801 \text{ m}$$

El espaciamiento longitudinal máximo requerido para satisfacer el Estado Límite es 0.3801 m

Para fines prácticos uniformamos a 0.38 m

$$P = 0.38 \text{ m} < 0.6 \text{ m} \dots \text{Ok!!} \text{ (LRFD - Arto. 6.10.10.1.2)}$$

Chequeo de requisitos que se deben cumplir

La distancia libre entre el borde de un patín superior y la orilla más cercana de un conector de corte no será menor que 25mm **(LRFD - Arto. 6.10.10.1.3)**.

$$Dist_{\text{libre}} = \frac{1}{2} (b_{f_{\text{sup}}} - L_c)$$

$$26.40 \text{ mm} > 25.00 \text{ mm ok}$$

La profundidad mínima del recubrimiento del concreto sobre la parte superior de los conectores de corte no debe estar a menos de 50mm. **(LRFD - Arto. 6.10.10.1.4)**.

$$Recub_{\text{Concreto}} = (ts1 + th) - h = 0.1384 \text{ m} > 50.00 \text{ mm ok}$$

Los conectores de cortante deben penetrar por lo menos 50 mm dentro de la cubierta de concreto (LRFD - Arto. 6.10.10.1.4):

$$Penetrac_{\text{Concreto}} = h - t_{\text{Cartela}} = 0.0616 \text{ m}$$

$$61.60 \text{ mm} > 50.00 \text{ mm ok}$$

Cálculo de la resistencia al corte factorada de un único conector de cortante **(LRFD - Arto. 6.10.10.4)**:

La resistencia al corte factorada, Q_r , de un único conector de cortante en el estado Límite de Resistencia se toma como: $Q_r = \phi_{sc} Q_n$

ϕ_{sc}	0.85	LRFD - Arto. 6.5.4.2
Q_n	37,417.44647	LRFD - Arto. 6.10.10.4.3
$t_f = t_f(\text{canal})$	0.0048 m	Espesor del patín del canal conector de cortante.
$t_w = t_w(\text{canal})$	0.0048 m	Espesor del alma del canal conector de cortante
L_c	0.2032 m	Longitud del canal conector de cortante.
f'_c	2,850,000.00 kg/m ²	Resistencia a la compresión del concreto.
EC	2590365336.40 kg/m ²	Módulo de elasticidad del concreto.

Por tanto: $Q_r = 31,804.829 \text{ kg}$

4.6.3 Cálculo del número de conectores de cortante (LRFD - Arto. 6.10.10.4.1)

Los conectores de corte requeridos a cada lado del punto de máximo momento de flexión, serán distribuidos uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de momento cero.

Fuerza cortante longitudinal total "Pp":

La fuerza cortante longitudinal total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto, es tomado como el menor de cualquiera: P1p o P2p.

Fuerza cortante longitudinal N° 1 (LRFD – Arto. 6.10.10.4.2)

$f'_c =$	2,850,000.00 kg/m²
$t_s1 =$	0.2000 m
$b_s =$	2.1000 m
$P1P = 0.85 f'_c b_s t_s =$	1,017,450.00 Kg

Fuerza cortante longitudinal N° 2 (LRFD – Arto. 6.10.10.4.2)

F_{yw}	25,00,0000.00 kg/m²
$F_{yt} = F_{yc}$	25,000,000.00 kg/m ²
$D = h_w$	0.3200m
$b_{ft} = b_{fc}$	0.2560m

Sección de viga.

$tft = tfc$	0.0200m
tw	0.0120m

$$P2P = FywDtw + Fybtft + Fybcftfc = 352,000.00 \text{ Kg}$$

Entonces, la fuerza cortante longitudinal total es:

$$Pp = \text{Min.} P1p, P2p = 352,000.00 \text{ Kg}$$

Cálculo de la Fuerza cortante nominal total “P” (LRFD-Arto.6.10.10.4.2)

La fuerza cortante radial total en la cubierta de concreto en el punto de máximo momento positivo de carga viva más impacto, Fp , se considera nulo para claros o segmentos rectos (LRFD - Arto. 6.10.10.4.2).

$$P = 352,000.00 \text{ Kg}$$

Mínimo número de conectores de cortante (LRFD - Arto. 6.10.10.4.1):

$$n_{\min} = \frac{P}{Q_r}$$

$$n_{\min} = 11.06750156 \text{ unidades}$$

Número de conectores de cortante proporcionados

Usando un espaciamiento longitudinal de 380 mm, como se calculó anteriormente para el Estado Límite de Fatiga, y tomando en consideración la longitud mínima calculada arriba, el número de conectores de cortante proporcionados es como sigue:

$$n = \frac{L}{P} : n = 21.04893404$$

Ya que el número mínimo de conectores es de 21.04 Uniformamos a 21 conectores por viga.

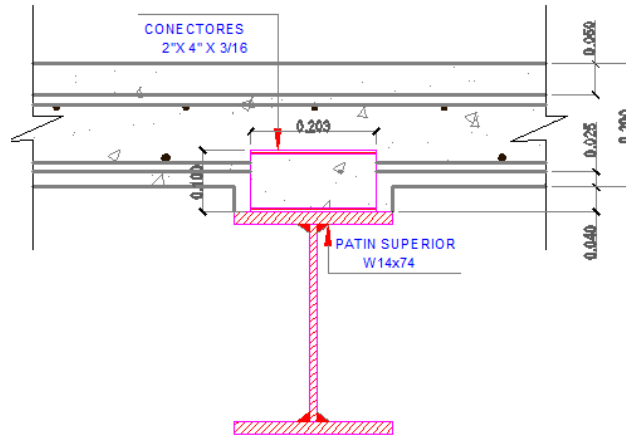


Figura 4.6.3 - 1: Detalle de conectores de cortante

4.7 Diseño de Rigidizadores

Una viga puede requerir tanto rigidizadores en las pilas (usadas en puentes con más de un claro) como en los estribos. El diseño de los rigidizadores transversales intermedios se realizará cerca de los estribos o para usarlos como placas de conexión entre el alma de la viga y los marcos transversales.

Se asume que los rigidizadores transversales intermedios consisten de placas soldadas a un lado del alma (**LRFD - Arto. 6.10.11.1.1**).

A continuación datos relevantes para el diseño de rigidizadores

Es	20393596410.72 kg/m²
Acero, Fyw= Fys	25,000,000.00 kg/m ²
D	0.320 m
tw	0.012 m
bf	0.256 m
tf	0.020 m
Sobrecarga Vehicular permitida (MTI)	25%
Incremento carga dinámica, IM	33%

Para comprobar si es necesario limitar la esbeltez del alma con rigidizadores se deberá revisar la ductilidad de la misma (**LRFD - Arto. 6.10.2.1**)

$D/tw = 26.66666667 \leq 150$, Se puede limitar la esbeltez con rigidizadores transversales.

4.7.1 Diseño de rigidizadores transversales intermedios

Se utilizarán rigidizadores a ambos lados del alma. Se comprobará si el alma necesita de rigidizadores transversales para el diseño de corte. La resistencia nominal de corte del alma no-rigidizada de las vigas híbridas y homogéneas será:

Capacidad de cortante máxima: $V_p = 0.58F_{yw} \cdot D \cdot tw = 55,680.00 \text{ Kg}$

La ecuación apropiada de C (LRFD - Arto. 6.10.9.3.2) se selecciona basado en cómo es la rigidez del alma:

Para un alma no rigidizada.

K= 5 (LRFD - Arto. 6.10.9.2)

Relación, C, entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte = 1 **(LRFD - Arto. 6.10.9.3.2-4)**

Usando un factor de resistencia al corte, $\Phi_v = 1$ **(LRFD - Arto. 6.10.9.1)**

Se obtiene la capacidad, V_r , del alma no rigidizada:

$V_r (\text{Kg}) = 55,680.00 \text{ Kg}$ **(LRFD - Art. 6.10.9.2-1)**

Como el diseño del puente Oscar Turcio solamente contempla un claro, se tomarán en cuenta las reacciones en los apoyos sobre los estribos utilizando el Estado Límite de Resistencia I:

La máxima fuerza cortante factorada se encuentra sobre los apoyos: 27064.96Kg

No será necesario utilizar rigidizadores intermedios porque la capacidad del alma no-rigidizada, V_r , es mayor que la demanda, V_u .

Pero para fines de facilidad de unión con el diafragma intermedio se utilizaran rigidizadores intermedios.

4.7.2 Diseño de rigidizadores de apoyo

Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas o perfiles soldados o apernados a ambos lados del alma. Las uniones al alma se deberán diseñar de manera que transmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debida a las cargas mayoradas. **(LRFD - Arto. 6.10.11.2.3)**

Hay algunas limitantes en la geometría de los rigidizadores de apoyo. Éstos se deben extender cerca de los márgenes externos del patín más estrecho. Se proponen las siguientes dimensiones para rigidizadores de apoyo:

Ancho del elemento rigidizador, $b_t = 0.070 \text{ m}$

Espesor del rigidizador, $t_p = 0.013 \text{ m}$

Parte del rigidizador debe ser cortado para limpiar la soldadura del alma-patín. Por eso, el área directa del rigidizador es menor que su área gruesa **(LRFD - Arto. 6.10.11.2.3-1)**. El área soportante, A_{pn} **(LRFD - Arto. 6.10.11.2.3-2)**, es el área de los elementos salientes del rigidizador excluyendo el empalme de la viga entre el alma y los patines pero no más allá de la orilla del patín.

Resistencia factorada al aplastamiento

Variable	Valor	Condición
Factor de resistencia para apoyo, ϕ_b	1	LRFD - Arto. 6.5.4.2
Ancho del soporte, $b_{brg} \text{ (m)}$	0.045	$b_{brg} = b_t - 25\text{mm}$
Área del soporte, $A_{pn} \text{ (m}^2\text{)}$	0.001143	$A_{pn} = 2 \cdot b_{brg} \cdot t_p$
Resistencia factorada, $R_{sbn} \text{ (kg)}$	40,005	$R_{sbn} = 1.4 \cdot A_{pn} \cdot F_{ys}$

La reacción que se debe transmitir a los rigidizadores de apoyo es:

$$R_f = 27,064.96084 \text{ (Kg)}$$

Esta se obtuvo del cálculo de las reacciones factoradas para una viga interna. A la reacción obtenida se deberán aplicar los factores del Estado Límite de Resistencia utilizados a lo largo de este diseño.

Como se puede apreciar, la demanda es menor que la permisible. Por lo tanto, el rigidizador del apoyo en el estribo satisface la solicitud.

Para los rigidizadores que consisten en dos placas soldadas al alma, la sección efectiva de la columna consiste en dos elementos rigidizadores mas una franja del alma localizada centralmente no más de $9 \cdot t_w$ a cada lado de los rigidizadores (**LRFD - Arto. 6.10.11.2.4b**).

Se utilizarán rigidizadores a ambos lados del alma, por eso aparecerá el término $2 \cdot b t$ en las ecuaciones.

Como el puente en diseño tendrá estribos y no tendrá pilas (por ende no habrán vigas continuas), la columna efectiva se prolongará $9 \cdot t_w$ desde el apoyo hacia el centro del claro. Si el puente es diseñado con pilas la columna efectiva debe prolongarse $9 \cdot t_w$ hacia ambos extremos del puente a partir del apoyo en las pilas

Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo.

Variable	Valor	Condición
Φ_c	0.9	(LRFD - Arto. 6.5.4.2)
$K \cdot I$ (m)	0.24	Donde $I = D$ y $k = 0.75$ (LRFD - Arto. 6.10.11.2.4a)
I_s (m)	3.74777E-06	$I_s = \frac{tp(2 \cdot bt \cdot tw)^3 + (2 \cdot 9 \cdot tw) \cdot tw^3}{12}$
A_s (m2)	0.0045224	$A_s = tp \cdot 2 \cdot bt + tw + 2 \cdot 9 \cdot tw \cdot tw$
r_s (m)	0.02878736	$r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}}$
λ	0.00863303	(LRFD - Arto. 6.9.4.1)
P_n (kg)	112,655.1626	(LRFD - Arto. 6.9.4.1)
P_r (kg)	101,389.6463	$P_r = \Phi_c \cdot P_n$
R_f (kg)	27,064.96084	Cortante en el Estado Límite de resistencia para una viga interna.

La resistencia axial de los rigidizadores de apoyo es mayor que la reacción factorada en los apoyos; por lo tanto el rigidizador de apoyo en el estribo cumple con los requisitos de resistencia axial. Usar un par de rigidizadores de apoyo de 12.7 mm x 70 mm.

4.7.3 Diseño de marcos transversales

Los diafragmas o marcos transversales se podrán colocar al final de la estructura, sobre los apoyos interiores y de manera intermitente a lo largo del tramo. La necesidad de utilizar diafragmas o marcos transversales se deberá

investigar para todas las etapas correspondientes a los procedimientos constructivos supuestos y también para la condición final.

Al investigar la necesidad de marcos transversales y al diseñarlos se debe considerar lo siguiente:

Transferencia de cargas laterales de viento de la parte inferior de la viga al tablero y del tablero a los apoyos. La estabilidad del patín inferior para todas las cargas cuando está a compresión. La estabilidad del patín superior cuando está a compresión previo al curado del tablero. La distribución de cargas muertas y vivas aplicadas a la estructura. Como mínimo, las especificaciones requieren que los marcos sean diseñados para lo siguiente:

Transferir las cargas de viento de acuerdo a la disposición **(LRFD – Arto.4.6.2.7)**.

Requisitos aplicables de esbeltez en el LRFD - Arto. 6.8.4 ó el **(LRFD - Arto. 6.9.3)**.

Las placas de conexión deben cumplir los requisitos del **(LRFD - Arto. 6.6.1.3.1)**.

“Una regla común de aprobación es usar marcos tipo K cuando la razón de apariencia (que es, la relación del espaciamiento de vigas y la profundidad de la viga) es mayor que 1.5 y 1 y usar marcos tipo X cuando la razón de apariencia es menor que 1.5 a 1. Los marcos tipo X tienen una configuración en forma de X de ángulos o tes estructurales más que una tipo K.”¹ se realizará una verificación a través de la cual se escogerá la mejor configuración de marcos transversales.

Separación entre vigas, S	2.100 m
Profundidad de viga, D	0.32m
Razón de aspecto, $R_a = S / D$	6.56m

De acuerdo a los cálculos realizados se sugiere usar marcos Tipo K, porque:

$$1 \leq R_a \leq 1.5$$

Longitud de Angular diagonal, l =	1.08m
-----------------------------------	-------

Probar angular: L 2" x 2" x 3/16 (4.5mm)

rx	0.01570 m
ry	0.01570 m
rz	0.01570 m
W	3.454000 Kg/m
As	0.00044m ²
d	0.05080 m
b	0.05080 m
t	0.00450 m

Esbeltez como miembro a compresión

K (Arto 4.6.2.5)	0.75	Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos
Longitud no arriostrada, l	2.1	
Mínimo radio de giro, r	0.01570 m	
K·l / r	100.3184713	OK! K·l / r ≤ 120 (LRFD – Arto. 6.9.3)

4.7.3.1 Separación entre los marcos transversales

En previas ediciones de las Especificaciones AASHTO, se sugería una separación máxima de marcos igual a 7,600mm. La longitud del puente Oscar Turcio es de 8 m los cual por ende se usaran 3 marcos transversales 1 en cada apoyo y 1 intermedio tomando una longitud entre apoyos de 7.40 y así obteniendo un separación de los diafragmas de 3.65 m

Sm (m)=	3.65
----------------	-------------

Compresión axial

La resistencia nominal a la compresión, P_n, se tomará como se especifica en el LRFD - Arto. 6.9.4.1.

$$\lambda = \left(\frac{K \cdot l}{r_g \cdot \pi} \right)^2 \cdot \frac{F_y}{E} \leq 2.25 \quad (\text{LRFD - Arto. 6.9.4.1-3})$$

$$P_n = 0.66^{\lambda} \cdot F_y \cdot A_s$$

$$P_r = \Phi_c \cdot P_n$$

λ	1.249989092
P_n	6,543.72 Kg
P_r	5,889.35 Kg

Carga no factorada de viento

El puente en diseño se encuentra ubicado dentro de un Área Suburbana **(LRFD – C3.8.1.1):**

Se calculará la velocidad de diseño para la altura de este puente **(RNC – Arto.50 al 53):**

Según su importancia el puente se clasifica: Grupo A **(RNC - Arto. 20)**

Para una estructura que se encuentra dentro del Grupo de importancia A, el período de retorno debe ser de 200 años **(RNC –Arto. 50).**

Dentro de la Zona 2 del Estado de la República de Nicaragua **(RNC - Figura 7).**

Por lo tanto, se tiene una velocidad regional VR (Km/h) = 60 **(RNC - Tabla 5)**

El tipo de terreno según el RNC - Tabla 6 es: R3

Se calcularán las cargas de viento a una altura Z de 3,000 sobre el nivel del suelo o espejo de agua **(LRFD - Arto. 3.8.1.2).**

Según el LRFD - Arto. 3.8.1.2, la mínima altura debe ser de 10,000mm, porque se asume que las presiones especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, VB, de 160 km/h a una altura de 10,000mm.

Como la altura del puente Oscar Turcio es mucho menor que 10m, casi cualquier sección de angular puede cumplir con la resistencia a la Compresión Axial. Sin embargo, no todos cumplirán con el Requisito de esbeltez como miembro a la compresión.

Por lo tanto, el Factor de variación con la altura, $F_a = 1$ **(RNC - Arto. 51).**

El tipo de topografía según el RNC - Tabla 7 es: T3

Por lo tanto, el factor de topografía y Rugosidad del terreno (FTR) en aireadores es: 0.88 **(RNC - Tabla 7).**

La velocidad de diseño del Viento, VD, según el RNC-2007 a una altura de 7,000 (medido desde el desplante de la zapata hasta la cara superior de la baranda) es:

$$VD = 52.80 \text{ Km/h}$$

El siguiente paso es determinar la carga de viento a una altura de 7.00 m basado en el **LRFD - Arto. 3.8.1:**

Tabla 4.7.3.1 - 1 Carga de viento		
Variable	Valor	Ecuación/Especificación
η	0.9975	LRFD - Arto. 1.3.2.1-2
Factor de carga para viento sobre la estructura γ	1.4	Para Estado Límite de Resistencia III LRFD - Tabla 3.4.1-1
Presión básica del viento especificada, PB (Mpa)	244.72	Para vigas LRFD - Tabla 3.8.1.2.1-1
Velocidad básica del viento, VB (Km/h)	160	LRFD - Arto. 3.8.1.1 igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2 y 3.8.2
Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, VDZ (Km/h)	52.80	
Presión horizontal del viento, PD (Kg/m²)	26.65	LRFD - Arto. 3.8.1.2.1-1
Altura del alma de la viga, d (m)	0.32	
Carga de viento, W (kg/m)	4.25334	

Como la altura total de la estructura es menor que 10m (Ver estudio hidráulico) se usará una velocidad VDZ igual a la tomada del RNC-2007. En caso contrario, VDZ se debe modificar tomando en consideración las especificaciones **LRFD - Arto. 3.8.1.1 y LRFD - Tabla 3.8.1.1-1**

Espaciamiento de marcos Lb (m)	3.65
Fuerza horizontal de viento, Pw (Kg)	15.52

OK! El angular cumple con los requisitos de compresión axial y esbeltez como miembro a compresión.

4.7.4 Diseño de conexiones soldadas

Para las soldaduras de filete que conectan aceros con resistencias a la fluencia mínimas especificadas mayores que 345 Mpa se recomienda fuertemente utilizar un metal de soldadura de menor resistencia que el metal base. Investigaciones realizadas han demostrado que las soldaduras en las cuales el metal de soldadura tiene menor resistencia que el metal base son mucho menos sensibles a la fisuración retrasada inducida por hidrógeno y por lo tanto es más probable que con ellas se logren soldaduras libres de defectos de manera más consistente. **(LRFD-C6.13.3.1).**

La base metálica, soldadura metálica y detalles de diseño de soldadura deben ajustarse a los requisitos de la ANSI/AASHTO/AWS Bridge Welding D1.5 y el Manual de Diseño Welding of Steel Bridges, Vol. I, Chap 15, Highway Structures.

Conexión entre rigidizadores y el alma de la viga

Φe2	0.8	LRFD - Arto. 6.5.4.2
Fexx	25,000,000.0 kg/m ²	Mayor o igual que la resistencia del metal de la viga
Rr	12,000,000.0 kg/m ²	LRFD - Arto. 6.13.3.2.4b

Asumir un espesor de soldadura de 6.00 mm dado que los espesores del alma y del rigidizador de apoyo son menores que 20mm **(LRFD - Tabla 6.13.3.4-1).**

Tabla 4.7.4 - 1: Área efectiva de soldadura		
Variable	Valor	Condición
Espesor de soldadura, twf (m)	0.006 m	LRFD - Tabla 6.13.3.4-1
Lefectiva (m)	1.080 m	Lefectiva=4·(D-50)
Gargantaefectiva (m)	0.004 m	Gargantaefectiva= twf / √2
Aefectiva (m²)	0.004582052	Aefectiva=Gargantaefectiva·Lefectiva

Para la conexión soldada entre el rigidizador y el alma, el filete debe resistir la Reacción factorada, Rf. La resistencia de la soldadura real de filete será:

$R_{sol_fil} = R_r \cdot A_{efectiva}$	54984.62Kg
---	-------------------

Rf	27064.96Kg
----	------------

$R_{sol-fil} \geq R_f$ (LRFD - Arto. 6.13.3.2.4b)

Conexión entre el alma y los patines para una viga armada

Para las conexiones soldadas entre el alma y las alas, la soldadura tipo de filete deberá resistir un corte horizontal factorada por unidad de longitud utilizando la expresión de esfuerzo cortante horizontal.

Los cortantes que se utilizan en el siguiente cálculo se basan en los componentes de la sección compuesta utilizando los factores de carga correspondientes a Resistencia I:

$$V_{no-comp} = n_i \cdot \gamma_{Dc} \cdot (V_{viga} + V_{Cubierta} + V_{cartela} + V_{encofrado}) =$$

$V_{no-comp}$	6,390.79Kg
---------------	------------

Corte en la sección no compuesta (LRFD - Arto. 6.10.10.1.2-2)

Variable	Valor	Condición
$Q_{no-comp}$ (m3)	0.0008704	$b_f \cdot t_f \cdot (\text{centroide de patín sup.} - \text{centroide total de viga})$
$I_{no-comp}$ (m4)	0.000329045	Inercia de viga de acero
V kg/m	16,905.11 Kg/m	

En el corte horizontal factorado para la sección compuesta actúan los cortantes por carga muerta de las barandas y de la superficie asfáltica, así como de la carga viva del camión y carril. Estos últimos se mayoran por el 25% de sobrecarga permitido por el MTI y 33% de Incremento por Carga Dinámica:

$$V_{comp} = \eta_i \cdot (\gamma_{DC} \cdot \text{barandas} + \gamma_{DW} \cdot DW + \gamma_L \cdot (LL + IM)) = 20674.17\text{Kg}$$

Tabla 4.7.4 - 2: Centroide de la sección compuesta por el acero de refuerzo en el tablero y la viga de acero						
	Área, A (m2)	Centroide(m)	A·d (m3)	I0 (mm4)	A·y2(m4)	Itotal(m4)
Viga	0.01408	0.18	0.002534	0.000033	0.0002959	0.0003290
Refuerzo	0.00403403	0.4875	0.00196	0.000000	0.0002304	0.0002304
Total	0.01811403	0.248480953	0.00450	0.000033	0.0005264	0.0005595

Tabla 4.7.4 -3: Corte en la sección compuesta		
Variable	Valor	Condición
Qcomp (m3)	0.000519	$Q_{comp} = b_f \cdot t_f \cdot (\text{centroide de patín sup.} - \text{centroide total de sección compuesta})$
Icomp (m4)	0.000559	Inercia de viga de la sección compuesta
vcomp (kg/m)	19,206.022	$v_{comp} = V_{comp} \cdot Q_{comp} / I_{no-comp}$

Entonces, el corte total factorado horizontal será como sigue:

$$v_{no-comp} + v_{comp} = 36,111.12783$$

Asumir un espesor de soldadura de 6.00 mm dado que los espesores del alma y del rigidizador de apoyo son menores que 20mm (**LRFD - Tabla 6.13.3.4-1**).

$$\text{Garganta efectiva} = 4.242640687$$

$$A_{\text{efectiva}} = \text{Garganta efectiva} \cdot L_{\text{efectiva}} = 4.58 \text{ m}^2/\text{m}$$

La resistencia de la soldadura real de filete será (**LRFD - Arto. 6.13.3.2.4b**)

$$R_{\text{sol_fil}} = R_r \cdot A_{\text{efectiva}} = 54,984,623.31 \text{ Kg/m}$$

Ok! $R_{\text{sol_fil}} > v_{\text{total}}$

4.8 Diseño de apoyos

Se diseñó un apoyo elastomérico con acero de refuerzo interno, aplicando la Norma AASHTO - LRFD 2007. El apoyo a diseñar corresponde al puente mixto (acero y concreto) de claro simple.

Criterios de diseño:

Cortante por carga muerta para el Estado Límite de Servicio I

<i>DW</i>	176.00 kg/m
<i>DC</i>	1,766.36 kg/m
<i>W</i>	1,942.36 kg/m

Los pesos DC y DW corresponden a la viga con mayor carga muerta (Cargas de viga exterior).

$$\text{Entonces: } CCMServ = 7,769.43 \text{ Kg}$$

Cortante por Carga viva para el Estado Límite de Servicio I (incluyendo IM y el 25 % estipulado por el MTI).

$$CCV_{Serv} = 17,166.34 \text{ Kg}$$

4.8.1 Rotación debido a la carga muerta y la carga viva

Las rotaciones por carga viva son típicamente menores de 0.005 radianes, pero la rotación total debido a la fabricación y tolerancias para asientos, apoyos, y vigas pueden ser significativamente más grandes que esto. Por lo tanto, la rotación total de diseño se encuentra sumando rotaciones debido a las cargas muerta y viva y agregando incrementos para los efectos de calidad de perfil y tolerancias (**LRFD - C14.4.2**).

$$\theta_s = \theta_L + \theta_D = 0.00692 \text{ Radianes (LRFD - C14.4.2)}$$

Rotación, para el Estado Límite de Servicio I, debido a la carga total sobre el eje transversal:

$$\theta_s, x = \theta_s + 0.005 = 0.01192 \text{ Radianes (LRFD - C14.4.2)}$$

Mínima fuerza vertical en el Estado Límite de Resistencia debido a las cargas permanentes:

P_{sd} , es la mínima fuerza vertical en el Estado Límite de Resistencia debido a las cargas permanentes. Como bien se menciona, es la mínima fuerza, por lo tanto, se debe utilizar la combinación de carga en el Estado Límite de Resistencia I, pero con los mínimos factores de carga.

$$P_{sd} = 0.9 \left(W_{DC} * \frac{L}{2} \right) + 0.65 \left(W_{DW} * \frac{L}{2} \right) \quad P_{sd} = 6,816.4906 \text{ Kg}$$

4.8.2 Tipo óptimo de apoyo

El **LRFD - Tabla 14.6.2-1** puede usarse como una guía cuando se comparan los diferentes sistemas de apoyo. Para este diseño el tipo de apoyo más práctico seleccionado (Se considera el movimiento, rotación y resistencia a las cargas) es un apoyo elastomérico con placas de acero reforzado.

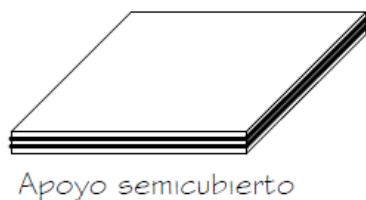


Figura 4.8.2 - 1: Apoyo elastomérico

Propiedades preliminares del apoyo

Longitud de la almohadilla (L)	0.2500 m
Ancho de la almohadilla (W)	0.3000 m
Espesor de recubrimiento de elastómero (hrecub.)	0.0080 m
Espesor de la capa interna del elastómero (hinterior.)	0.0150 m
Número de capas de acero de refuerzo (N°capas-ref.)	3 Capas
Espesor del acero de refuerzo (hrefuerzo.)	0.0020 m

Propiedades del material

Dureza del Elastómero (HShore(A)) (LRFD - Arto. 14.7.5.2 & 14.7.6.2)	50	Adim
Módulo de corte del Elastómero (G) (LRFD Arto.14.7.5.2 & 14.7.6.2)	0.66	Mpa
Deflexión del Flujo plástico del Elastómero en 25 años dividida por la deflexión instantánea(Cd) (LRFD - Tabla 14.7.6.2-1)	0.25	Adim
Tensión de fluencia del acero (Fy)	250	Mpa

El módulo de cortante del elastómero en 23 °C deberá ser usado como la base para el diseño. **(LRFD – Tabla 14.7.6.2-1).**

Método de diseño **(LRFD - Arto. 14.7.5.1 y LRFD - C14.7.5.1)**

El método seleccionado para este diseño, es el método “A”, el cual está descrito en el LRFD - Arto.14.7.6.

Cálculo del factor de forma **(LRFD - Arto. 14.7.6.1)**

Recubrimiento del elastómero:

$h_{recub.} \leq 70\% h_{interior} \dots Ok!!$

4.8.3 Capa interna del elastómero

Las capas internas del elastómero tienen el mismo espesor (15.0mm), por tanto este requisito se considera satisfecho...Ok!!

El apoyo elastomérico está formado por capas interiores y exteriores, por lo tanto, se debe calcular el factor de forma para ambas capas, tal como se muestra a continuación:

Factor de Forma para el recubrimiento de las capas superiores e inferiores (Para apoyos rectangulares sin agujeros):

$$S_{(recub.)} = \frac{L * W}{2h_{recub.}(L + W)} =$$

$$S_{(recub.)} = 8.522727273 \text{ adm.}$$

Factor de Forma para las capas interiores (Para apoyos rectangulares sin agujeros):

$$S_{(interior)} = \frac{L * W}{2h_{interior}(L + W)} =$$

$$S_{(interior)} = 4.545454545 \text{ adm.}$$

Verificación de los esfuerzos compresivos

El esfuerzo compresivo se calcula como sigue:

<i>CCMServ</i>	7,769.434 Kg
<i>L</i>	0.250 m
<i>CCVServ</i>	17,166.34 Kg
<i>W</i>	0.300 m

$$\sigma_s = \frac{CCMServ. + CCVServ.}{L * W}$$

σ_s	3.26 Mpa
------------------------------	-----------------

Verificación del esfuerzo compresivo (LRFD – Arto. 14.7.6.3.2).

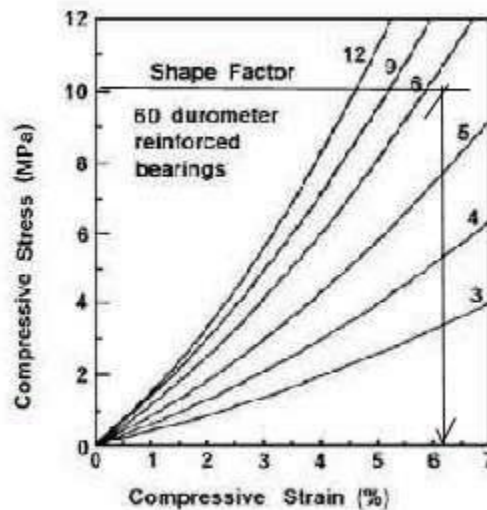
$$\sigma_s \leq 7.0 \text{ MPa} \text{ ok}$$

$$\sigma_s \leq 1.0 G_s \text{ ok}$$

$S = S_{\text{interior}} = 4.545454545$ (Factor de forma de la capa más gruesa del apoyo).

$G = 0.66 \text{ Mpa} = 6.729822 \text{ kg/m}^2$ Modulo de corte del elastómero Verificación de las deflexiones compresivas (LRFD - Arto. 14.7.5.3.3).

Ya que no se cuenta con información específica del elastómero particular a ser usado, el LRFD - Figura C14.7.6.3.3-1 se toma como guía (LRFD - C14.7.5.3.3).



Fuente: AASHTO LRFD 2007

Basados en la figura anterior considerando apoyos reforzados de Dureza 50, e igualmente usando el esfuerzo compresivo calculado de 3.26 Mpa, y el factor de forma calculado (correspondiente a la capa más gruesa del elastómero) de 8.52 obtenemos una deformación unitaria compresiva de 2.92 %.

$$\xi_i = 0.0292$$

Número de capas internas del elastómero:

$$N^{\circ} \text{Capas-inte} = N \text{ Capas-ref} - 1 = 2 \text{ capas}$$

Deflexión instantánea:

$$h_{\text{recub.}} = 0.008 \text{ m}$$

$$h_{\text{interior}} = 0.015 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{inst.}} = (2 * \varepsilon_i * h_{\text{recub.}}) + (N^{\circ}_{\text{capas-int.}} * \varepsilon_i * h_{\text{interior}})$$

$$\delta_{\text{inst.}} = 0.001 \text{ m}$$

Los efectos de flujo plástico también deben ser considerados. El valor de la deflexión del flujo plástico es como sigue:

$$\delta_{\text{flujo}} = \delta_{\text{inst.}} * cd = 0.000336 \text{ m}$$

$$cd = 0.25$$

Una vez obtenidos los valores de deflexión instantánea y deflexión del flujo plástico, se procede al cálculo de la deflexión total:

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{inst.}} + \delta_{\text{flujo}} = 0.001679 \text{ m}$$

El requisito especificado en el LRFD - Arto. 14.7.6.3.3, será verificado usando la deflexión calculada para el Estado Límite de Servicio incluyendo incremento por carga dinámica. Si la deflexión compresiva es mayor que 0.07 h_{interior} , entonces la deflexión sin incremento por carga dinámica necesitaría ser calculada.

$$\delta_{\text{int. (capa)}} = \varepsilon_i h_{\text{interior}} \leq 0.07 h_{\text{ri}} \Rightarrow \delta_{\text{int. (capa)}} = \varepsilon_i h_{\text{interior}} \leq 0.07 h_{\text{interior}} \dots \text{ok}$$

Verificación de la deformación de corte

La deformación de corte es verificada para asegurar que el apoyo es capaz de permitir movimientos horizontales anticipados del puente. También, la deformación de corte es limitada para evitar giros en los bordes y debida a la fatiga causada por deformaciones de expansión y contracción cíclica. El movimiento horizontal del puente se basará sólo en los efectos térmicos.

El apoyo debe satisfacer: $h_{rt} \geq 2\Delta$ (LRFD - Arto. 14.7.6.3.4)

h_{rt} = Espesor total del elastómero

$$N^{\circ} \text{ capas-recub} = 2 \text{ capas}$$

$h_{rt} = N^{\circ} \text{capas} - \text{recub.} * h_{\text{recub.}} + N^{\circ} \text{capas} - \text{int.} * h_{\text{interior}} + N^{\circ} \text{Capas de refuerzo} * h_{\text{refuerzo}} = 0.052 \text{ m}$

Δs = Deformación de corte máximo total del elastómero en el Estado Límite de Servicio

Debido a que el movimiento térmico que controla es la contracción térmica, entonces:

$$\Delta s = \gamma T U \Delta_{\text{contr.}} = 0.003854 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{contr.}} = 0.00321177$$

$\gamma T U = 1.2$ (Factor de carga especificado en el LRFD - Tabla 3.4.1-1... Para el Estado Límite de Servicio I).

Por tanto, se cumple satisfactoriamente que: $h_{rt} \geq 2\Delta s \dots$ **Ok!!**

Chequeo de la rotación o la compresión y rotación combinada

Debido a que el método de diseño “A” (Véase Acápite 3.4) fue elegido, entonces no es necesario chequear la combinación de rotación y compresión. Se verificará únicamente la rotación **(LRFD - C14.7.6.3.5)**.

La rotación de servicio debido a la carga total sobre el eje longitudinal es insignificante comparada a la rotación de servicio sobre el eje transversal. Por lo tanto, la verificación sobre el eje longitudinal se asumirá que es despreciable y no se calculará para el diseño del apoyo.

Chequeo de la rotación sobre el eje transversal:

$S = S_{\text{interior}} = 4.545454545$ (Factor de forma de la capa más gruesa de un apoyo elastomérico)

$$h_{ri} = h_{\text{interior}} = 0.0150 \text{ m}$$

n = número de capas interiores del elastómero

Cuando los espesores de la capa exterior del elastómero son mayores que la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n, se aumentará en la mitad para cada capa exterior (LRFD - Arto. 14.7.6.3.5d).

$$h_{\text{recub.}} = h_{\text{exterior}} = 0.0080 \text{ m}$$

$$0.5h_{\text{interior}} = 0.0075 \text{ m}$$

9.0 > 6.0 Por tanto, aumentar para el valor de “n” la mitad para cada capa exterior.

Entonces, $n = N^{\circ}capas - int. + 0.5 + 0.5 = 3 capas$

La rotación sobre el eje transversal se verifica como sigue:

$$\sigma_s \geq 0.5GS \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

3.26 > 1.65 Mpa ok

Verificación de la estabilidad (LRFD – Arto. 14.7.6.3.6)

El espesor total de la almohadilla (htotal) no excederá el valor de L/3

htotal= 52.00mm < 83.33 mm ok

$$h_{total} \leq \frac{L}{3}$$

El espesor total de la almohadilla (htotal) no excederá el valor de W/3

52.00mm < 100 mm ok

$$h_{total} \leq \frac{W}{3}$$

Verificación del refuerzo (LRFD – C14.7.5.3.7 y LRFD - Arto. 14.7.6.3.7)

El espesor del acero reforzado, hs, debe satisfacer los siguientes requisitos:

Para el Estado Límite de Servicio

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x}\sigma_s}{F_y}$$

$h_s = h_{refuerzo}$	0.002
$h_{m\acute{a}x} = h_{interior}$	0.015
F_y	25,000,000.0000 kg/m ²

0.002 ≥ 0.000598459 ok

Para el Estado Límite de Fatiga

$$h_s \geq \frac{2h_{\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$$\sigma_L = \frac{CCV_{serv.}}{L * W}$$

$$\sigma_L = 228,884.5333 \text{ kg/m}^2$$

$\Delta F_{TH} = 165.00 \text{ Mpa}$ [Umbral de fatiga de amplitud constante...LRFD – Tabla 6.6.1.2.5-3...para categoría "A"... (LRFD – Arto. 14.7.5.3.7)]

$$0.02 > 0.000408122 \text{ ok}$$

4.8.4 Diseño para el anclaje (LRFD - Arto. 14.7.6.4)

Para el diseño del anclaje se deben tomar en cuenta los siguientes datos:

Mínima fuerza vertical en el Estado Límite de Resistencia debido a las cargas permanentes: $Psd = 6816.49 \text{ Kg}$

Número de apoyos: $N^{\circ}Apoyos = N^{\circ}Vigas = 3$

Carga de viento en el estribo de la superestructura: $LViento = 4$

Máximo esfuerzo cortante de viento en la superestructura $Ws: 1,593.57 \text{ Kg}$

Máximo esfuerzo cortante de viento sobre la sobrecarga: $WL = 297.75 \text{ Kg}$

$DTotal = 1.8755$ Profundidad total de la parte superior de la barrera (o un poste) a la parte inferior de la viga:

Área de viento: $AViento = 7.502$

Teniendo los datos necesarios, ya se puede proceder con el cálculo de la fuerza de corte que controla; en este caso puede ser cualquiera de la Resistencia III o Resistencia V.

Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia III (LRFD - Arto. 3.4.1):

$$\gamma_{WS} = 1.4 \text{ (LRFD – Tabla 3.4.1-1)}$$

$$\gamma_{WL} = 0 \text{ (LRFD – Tabla 3.4.1-1)}$$

$$\Delta Viento \text{ (Resist. III)} = 743.67 \text{ Kg}$$

$$\Delta_{Viento (Resist. III)} = \frac{(\gamma_{WS} * W_S) + (\gamma_{WL} * W_L)}{N^o_{Apoyos}}$$

Fuerza de corte factorada por apoyo para Resistencia V (**LRFD - Arto. 3.4.1**):

$$\gamma_{WS} = 0.4 \text{ (LRFD – Tabla 3.4.1-1)}$$

$$\gamma_{WL} = 1 \text{ (LRFD – Tabla 3.4.1-1)}$$

$$\Delta_{Viento (Resist. V)} = \frac{(\gamma_{WS} * W_S) + (\gamma_{WL} * W_L)}{N^o_{Apoyos}}$$

$$\Delta_{Viento (Resist. V)} = 311.73 \text{ Kg}$$

Entonces la fuerza de corte factorada que controla es:

$$V_{M\acute{a}x.} = M\acute{a}x. \Delta_{Viento (Resist. III)}, \Delta_{Viento (Resist. V)} = 743.6678005$$

Verificación de la almohadilla ante el movimiento horizontal (LRFD - Arto. 14.7.6.4):

$$\frac{1}{5} P_{sd} > V_{M\acute{a}x.}$$

Por tanto, ¡La almohadilla no debe ser asegurada contra el movimiento horizontal!

4.8.5 Diseño de anclaje para apoyos fijos

Los apoyos en el estribo son de expansión en la dirección longitudinal pero son fijos en la dirección transversal. Por lo tanto, los apoyos deben ser restringidos en la dirección transversal.

Factor de Amplificación por tipo de suelo (S):

Zona Sísmica “B” (Estelí) Suelo tipo III (**Arto. 25 RNC-07**)

El factor de amplificación por tipo de suelo, según la Tabla 2 del RNC, es:

$$S = 2.2 \text{ adimensional}$$

Aceleración máxima del terreno (a_0)

Grupo “A” (**Estructura esencial - RNC - Arto. 20**)

Entonces, la aceleración máxima “a0” es: $a_0 = 0.2$

(Véase Mapa de Isoaceleraciones del Anexo C del RNC)

Máxima carga transversal horizontal por apoyo:

$$CCMServ . = 7,769.433984$$

$$HTransv . = S * a_0 * CCMServ . = 3,418.550953$$

Resistencia al corte de pernos de anclaje (LRFD - Arto. 14.8.3.1)

La resistencia nominal al corte de un perno de alta resistencia o un perno ASTM A 325 en el Estado Límite de Resistencia en conexiones cuya longitud entre los pasadores extremos medidos paralelos a la línea de acción de la fuerza está menos de 1,270mm se tomará como **(LRFD - Arto. 6.13.2.7):**

$R_n = 0.48 A_b F_u N_s$ (Cuando las roscas o hilos son excluidos del plano de corte)

Área del perno al diámetro nominal correspondiente (A_b) (LRFD - Arto. 6.13.2.5)

Diámetro del perno a usar: $\phi_{perno} = 1/2 \text{ in} = 0.0127 \text{ m}$

Se proponen 4 pernos ASTM A-325 (H-124)

$$A_b = 0.000127 \text{ m}^2$$

Resistencia a la tensión mínima especificada del perno: $F_u = 830.00 \text{ Mpa}$

Número de planos de corte por perno: $N_s = 4$

Sustituyendo en la ecuación de Resistencia Nominal obtenemos:

$$R_n = 20,584.56 \text{ Kg}$$

Así mismo, la Resistencia real al corte se debe calcular:

$\phi_s = 0.65$ (Factor de resistencia para pernos A 325 en corte...LRFD - Arto. 6.5.4.2).

$$R_r = \phi_s R_n = 13,379.96 \text{ Kg}$$

Se debe cumplir que: $R_r \geq HTransv$ $13,379.96 \text{ Kg} \geq 3,418.55 \text{ Kg}$ **OK**

4.8.6 Longitud del perno de anclaje

Esfuerzo en el apoyo (Esfuerzo a poyo).

$$\phi b = 0.7 \quad (\text{LRFD} - \text{Arto. 5.5.4.2.1})$$

$$m = 0.75 \quad (\text{Factor de modificación. Suposición conservadora... (LRFD-Arto.14.8.3.1)})$$

$$f'c = 285.00 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el esfuerzo en el apoyo es:

$$Esfuerzo_{apoyo} = \frac{\phi_b P_n}{A_1}$$

Donde la resistencia al aplastamiento mayorada es: $P_n = 0.85 f'c A_1 m$

Sustituyendo obtenemos: $Esfuerzo_{apoyo} = \phi_b 0.85 f'c m = 1271812.50 \text{ kg/m}^2$

Carga transversal por perno de anclaje (Carga1perno)

$$Carga_{1perno} = 854.6377 \text{ Kg}$$

Área de perno de anclaje requerida para resistir la carga horizontal transversal (A1)

$$A_1 = \frac{Carga_{1perno}}{\left(\frac{Esfuerzo_{apoyo}}{N_s} \right)} =$$

$$A_1 = 0.00269 \text{ m}^2$$

El perno de anclaje está embebido dentro de la viga de asiento del pedestal de concreto.

Entonces, la longitud embebida requerida es:

$$L_{embebida req.} = 0.21165 \text{ m}$$

Para este diseño se usará una longitud embebida de: $L_{embebida} = 0.4 \text{ m}$

4.8.7 Diseño de la placa de apoyo

La placa del apoyo tiene dimensiones en planta que son ligeramente más grandes que la almohadilla del apoyo para proveer espaciamiento adecuado para la conexión. Generalmente, 1" es proporcionada en todos los lados.

Longitud de la placa del apoyo (Lplaca de apoyo)

$$L_{placadeapoyo} = 0.30080 \text{ m}$$

Ancho de la placa del apoyo (Wplaca de apoyo)

Para el ancho de la placa del apoyo se debe tener en cuenta el diámetro del perno (1.0") y la distancia libre del mismo hacia la cara de la almohadilla elastomérica y hacia el borde exterior de la placa en la dirección transversal, por lo tanto, en este diseño se propone aumentar en 2½" más el ancho de la placa.

$$W_{Placa \text{ de apoyo}} = 0.47780 \text{ m}$$

Longitud de la placa en voladizo (Lplaca en voladizo)

La placa del apoyo es asumida para actuar como un voladizo que transporta las presiones de la almohadilla del apoyo a la parte de atrás de la placa.

$$L_{Placa \text{ en voladizo}} = 0.17780 \text{ m}$$

Espesor requerido para la placa de apoyo (Ereq.)

El espesor requerido de la placa se determina encontrando el espesor de la placa que tiene el suficiente módulo de sección para llevar el momento.

Momento en la placa en voladizo (Mplaca en voladizo)

$$M_{placaenvoladizo} = 5255.270888 \text{ kg/m}^2$$

Máximo esfuerzo Flexionante admisible (fs)

$$F_y = 25,000,000$$

$$f_s = 13,750,000$$

Módulo de sección requerido (Sreq.)

$$S_{req.} = 0.0004 \text{ m}^3$$

Entonces el espesor requerido para la placa del apoyo es:

$$E_{req.} = \sqrt{6 * S_{req.}}$$

$$E_{req.} = 0.047887463$$

El espesor mínimo para placas de apoyos es 38,1 mm (1½"). Cuando un espesor mayor es requerido, éste debe incrementarse en 6.35mm (¼").

Por tanto, para este diseño se usará un espesor de placa de:

$$E_{final} = (¼").$$

4.9 Diseño De Estribo

Esta unidad se basará únicamente en realizar el procedimiento de diseño de estribos de concreto reforzado, usando los criterios correspondientes para una adecuada idealización de los elementos principales en éstos, y a la vez realizar las revisiones totales y necesarias para asegurarse de que se diseñarán para resistir los empujes del terreno sobre los elementos, y deberán cumplir con los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo.

El diseño de estribos de concreto reforzado se fundamenta en el uso de criterios necesarios y los Estados Límites de Resistencia y de Servicio correspondientes que garanticen una adecuada idealización de los elementos principales, asegurando la eficiencia de la estructura.

Tabla 4.9 - 1: Propiedades de los materiales		
Resistencia del concreto a la compresión (f'c).	285.0 kg/cm²	LRFD - Arto. 5.4.2.1
Peso específico del concreto (γc).	2,400.0 Kg/m³	LRFD - Tabla 3.5.1-1
Fluencia del acero de refuerzo.	4,200.0 kg/cm²	LRFD - Arto. 5.4.3
Módulo de elasticidad del acero.	200,000.000 Mpa	LRFD - Arto.6.4.1

Tabla 4.9 - 2: Datos relevantes de la superestructura	
Espaciamiento de las vigas (S).	2.10 m
Número de vigas (Nb).	3.00 m
Longitud de la viga (L).	8.00 m
Altura de perfiles de barandas	1.13 m
Carga de sistemas de barandas	100.51kg/m
Ancho de la cubierta (Ap).	6.85 m
Espesor de la cartela de concreto (th)	0.04 m
Espesor de la losa (ts1)	0.20 m
Espesor de la acera (tS3)	0.15 m
tf(superior)	0.02 m
tf(inferior)	0.02 m
h w	0.32 m
L almohadilla	0.25 m
Espesor de placa de apoyo (Epreq):	0.05 m
Espesor total del apoyo elastomérico (hTotal).	0.05 m
Espesor efectivo del vuelo (ts2).	0.20 m

Tabla 4.9 - 3: Datos relevantes		
Longitud del estribo	6.850 m	LRFD - Arto. 11.6.1.4
Número de vigas exteriores	2.00 Unidad	
Número de vigas interiores	1.00 Unidad	
Peso específico del suelo de relleno (γ_s).	1,421.0Kg/m ³	Ver Estudio de suelos
Peso específico del suelo de cimentación (γ_s).	1,920.0Kg/m ³	Ver Estudio de suelos
Capacidad admisible ($q_{admisible}$) de suelo e cimiento	4.30000 kg/cm ²	Ver Estudio de suelos

4.9.1 Seleccionar el tipo óptimo de estribo

En el puente Oscar Turcio se diseñaran estribos de concreto reforzado debido que son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros y son adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante.

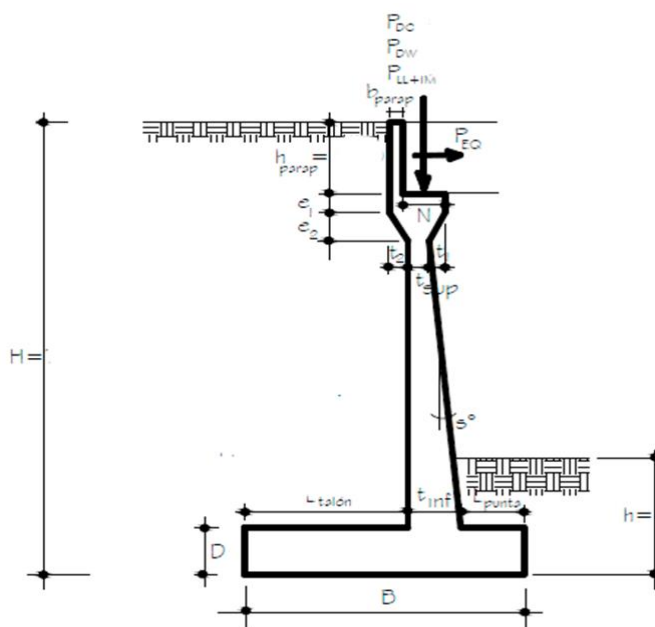
La esbeltez de el estribo de concreto reforzado es menor a la de mampostería ciclópeo y que es de suma importancia tomar en cuenta debido a que en el sitio, los limites geométricos de la estructura se encuentran casas en las cuales no se pueden ser afectadas por ningún motivo.

Dimensiones preliminares	
b_{parp}	0.300 m
h_{parp}	0.748 m
e₁	0.400 m
e₂	0.500 m
N	0.600 m
t₁	0.300 m
t_{sup}	0.300 m
t₂	0.300 m
H	5.800 m
D	0.600 m
B	4.000 m
L_{talón}	2.067 m
t_{inf}	0.600 m
L_{punta}	1.333 m
h	3.000 m
S°	5
h_c	3.5552 m
h'	0.700 m

Fuete: PUENTES CON AASHTO-LRFD 2010 (FIFTH EDITION)

MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén

Figura 4.9.1 - 1: Geometría de estribo



4.9.2 Cargas verticales (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC “Carga muerta proveniente de la superestructura”.

La superestructura estará compuesta por tres vigas longitudinales. Se deberá calcular la carga en tanto en las vigas externas como en las internas (**Ver diseño de viga “Acapice 4.5.5”**). La tabla siguiente muestra los cortantes máximos (en los apoyos) para ambas vigas debidos a las cargas permanentes DC y DW:

Peso de la súper estructura		
Reacciones	Viga Exterior (kg)	Viga Interior (kg)
P_{DC}	7,199.32	5,648.86
P_{DW}	133.89	133.89

Por tanto, el RDC total y el RDW total son: (considerando franjas de 1m de longitud de estribo).

		X_A
P_{DC}	1,875.6467 Kg/m	1.9333 m
P_{DW}	39.0920 Kg/m	1.9333 m

Peso propio del estribo de concreto reforzado (DC).

Elemento	Volumen (m³)	DC (Kg/m)	XA (m)	YA (m)	XA*DC (Kg-m/m)	YA.DC(Kg-m/m)
1	1.54	538.40	2.08	5.43	1,121.66	2,921.41
2	2.47	864.00	1.78	4.85	1,540.80	4,192.32
3	0.51	180.00	2.08	4.40	375.00	792.40
4	8.33	2,917.60	1.78	2.63	5,203.06	7,661.95
5	0.51	180.00	1.48	4.40	267.00	792.40
6	3.65	1,278.80	1.48	2.38	1,896.89	3,038.58
7	16.44	5,760.00	2.00	0.60	11,520.00	3,456.00
Σ		11,718.80			21,924.41	22,855.06

DC	11718.80 Kg/m
XA	1.8709 m
YA	1.9503 m

Cargas EV (peso del terreno)

Elemento	Volumen (m³)	EV (Kg/m)	XA (m)	YA (m)	XA.DC (Kg-m/m)	YA.DC (Kg-m/m)
8	77.45	16,066.77	2.97	3.55	47,664.76	57,037.05
9	3.52	730.04	2.08	4.40	1,520.91	3,213.79
10	7.30	1,514.31	2.08	2.38	3,154.82	3,598.18
11	1.23	255.78	0.92	1.50	234.83	383.67
12	21.92	4,547.20	0.67	1.50	3,031.47	6,820.80
Σ		23,114.11			55,606.79	71,053.49

EV	23114.11 Kg/m
XA	2.4058 m
YA	3.0740 m

Cargas LL+IM

Correspondiente al diseño de viga de acero se calcularon los efectos de carga viva. Para el Estado Límite de Resistencia.

		XA
PLL+IM	2,506.035036	1.9333 m

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo (LRFD-Tabla 3.11.6.4-1).

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para:

H	5.8000 m
h'	0.7000 m

Terreno equivalente extendido en 1.767 m del talón del estribo:

L_{sy}	1757.30 Kg/m
X_A	2.966666667

Tabla 4.9.2 – 1: Resumen cargas verticales				
CARGA	TIPO	V (Kg/m)	X _A (m)	MV (Kg-m/m)
DC	DC	11,718.80	1.87	21,924.41
P_{DC}	DC	1,875.65	1.93	3,626.25
P_{DW}	DW	39.09	1.93	75.58
EV	EV	23,114.11	2.41	55,606.79
PLL+IM	LL+IM	2,506.04	1.93	4,845.00
L_{sy}	LS	1,757.30	2.97	5,213.33

4.9.3 CARGAS HORIZONTALES (considerando franjas de 1m de longitud de estribo).

Carga de viento en la superestructura (WS)

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, PB, para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en (LRFD – Tabla 3.8.1.2.2-1).

Profundidad total de la parte superior de la baranda (o un poste) y la parte inferior de la viga de ensayo.

D total	1.876 m
----------------	---------

Longitud del viento en la superestructura.

Se tomará como la mitad de la longitud del claro en el estribo de la superestructura:

L viento	4.000 m
-----------------	---------

Área de viento.

Aviento	7.50 m ²
----------------	---------------------

Velocidad de diseño

La velocidad de diseño será:

$$VD = FTR * F_{\alpha} * VR \text{ (RNC – Arto. 49)}$$

El factor F_{α} (RNC – Arto. 51) establece la variación de la velocidad del viento con la altura z . Se obtiene con las expresiones:

$$F_{\alpha} = 1.0 \text{ Si } z \leq 10 \text{ m}, F_{\alpha} = \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} \text{ Si } 10 \text{ m} < z < \delta, \quad F_{\alpha} = \left(\frac{\delta}{10}\right)^{\alpha} \text{ Si } z \geq \delta$$

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (RNC – Fig.6) y se definen en el (RNC - Tabla 6).

Rugosidad del terreno		
α	R3	0.156
δ	R3	390

La altura z se tomará:

$$z = t + h_c + h_1 + D_{\text{Total}} + H_{\text{Elastomero}} + t_{\text{Placa de apoyo}}$$

$$z = 7.076 \text{ m}$$

Puesto que $z < 10\text{m}$, entonces la variación de la velocidad con respecto a la altura será: **F_{α} 1**

Para un terreno T3 el factor adimensional correctivo FTR se tomará igual a **FTR 0.9**

El puente es considerado como una estructura esencial referente al Grupo A (RNC – Arto. 20).

Se considera un período de retorno de 200 años (RNC – Arto. 50).

Está ubicado en la Zona 2 según el Mapa de zonificación eólica de Nicaragua.

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura (**Terreno tipo R2, RNC – Fig. 6**). Los valores de dicha velocidad se obtendrán del (**RNC – Tabla.5**) de acuerdo con la zonificación eólica mostrada en el (**RNC - Figura 7**).

Por tanto, la velocidad regional para la Zona 2, y la velocidad de diseño serán:

Vr	60.0000 m/s
VD	54.0000 m/s

Presión horizontal del viento (**RNC - Arto.53**).

$$P_z = 0.0479 * C_p * V_D^2$$

$C_p = 2$ “Coeficiente local de presión que depende de la forma de la estructura” (**RNC – Arto. 54**).

V_D = Velocidad de diseño de la altura (z) especificado (**LRFD – Arto. 49**).

Y por consiguiente la presión horizontal del viento es: $P_D: P_Z = 279.3528$

$$WS (Total) = D_{Total} * P_D$$

$$WS (Total) = 523.93 \text{ Kg/m}$$

Tabla 4.9.3 - 1: Cargas longitudinales y transversales multiplicadas por las presiones básicas de viento.		
Ángulo de ataque del viento “LRFD- Tabla 3.8.1.2.2-1” (°)	Eje transversal del puente (kg)	Eje longitudinal del puente (kg)
0	2,095.43	0.00
15	2,037.80	489.14
30	1,867.27	951.24
45	1,593.57	1,360.95
60	1,231.65	1,695.43

Carga de viento en el estribo “subestructura” (WS)

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de $0.0019 \text{ Mpa} = 193.74 \text{ kg/m}^2$ (**LRFD- Arto. 3.8.1.2.3**)

El área de viento expuesta en la elevación final del estribo es:

Aviento (Sub)= 1.80 m²

Tabla 4.9.3 - 2: Cargas de viento de la subestructura para el diseño del estribo		
Ángulo de ataque del viento "LRFD- Tabla 3.8.1.2.2-1" (°)	Eje transversal del puente (kg)	Eje longitudinal del puente (kg)
0	348.69	0
15	339.09	81.39
30	310.72	158.29
45	265.17	226.47
60	204.95	282.12

Presión del viento sobre los vehículos (WL)

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. **(LRFD – Tabla 3.8.1.3-1).**

Tabla 4.9.3 - 3: Diseño de cargas de viento vehiculares para varios ángulos de ataque del viento		
Ángulo de ataque del viento (°).	Eje transversal del puente (kg)	Eje longitudinal del puente (kg)
0	595.4367272	0
15	507.6685963	17.13612344
30	436.1121389	64.79887294
45	297.7505458	124.4942712
60	119.8574186	181.4890537

Presión vertical del viento

A menos que el LRFD – Arto. 3.8.3 determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 9.6×10^{-4} MPa por el ancho del tablero, incluyendo las barandas y aceras, como una carga lineal longitudinal.

W Vertical	0.67 Kg/m
------------	-----------

Cargas sísmicas (EQ)

La estructura está localizada en la zona sísmica B. **(RNC – Figura 2).**

Ahora bien, el coeficiente sísmico (c) debe ser calculado tal como se indica en **(RNC – Arto. 24)**

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S * (2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \text{ Pero nunca menor } (S)(a_0)$$

a0	0.2	Corresponde a la aceleración espectral cuando T=0....Mapa de zonificación sísmica de Nicaragua (RNC- Figura 2).		
Q'	1.5	Q' = Q porque se desconoce el periodo fundamental de vibración "T". (RNC- Arto 21)		
Ω	2	Factor de reducción por sobre la resistencia (RNC- Arto. 22)		
Tipo de suelo	II	Factor de amplificación (s)	1.7	RNC - Arto 25
Zona sísmica	B			

El coeficiente sísmico calculado es: **c** 0.306

Cargas debidas al empuje lateral del suelo (EH)

El análisis de Mononobe - Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. **(LRFD - A11.11.1.1)**

Φ	33	Ángulo de fricción del suelo.	Tabla 3.11.5.3-1-Angulo de fricción entre diferentes materiales
A	0.2	Máximo coeficiente de aceleración sísmica.	A = a0 (LRFD - Arto. 3.10.2)
d	0.038	Desplazamiento lateral del muro	LRFD - C 11.5.2
ys	1421	Densidad del suelo de relleno	Banco de materiales el Diamante

El coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional) será: **Kh** 0.1

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno **(RNC - Arto. 27).**

El coeficiente sísmico vertical es: Kv= 0 **(LRFD - Figura A11.1.1.1-2)**

Tabla 4.9.3 - 4: Criterios para el cálculo de fuerzas activas y pasivas del estribo sobre del suelo		
Inclinación del muro con respecto a la horizontal	6.34	$\theta = \frac{\tan^{-1}(K_h)}{1 - K_v}$
Ángulo de Fricción entre el suelo y el estribo	3.17	$\delta = \theta/2$
Ángulo de inclinación de la superficie del terreno	0	$I = \beta$

Coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional):

$$K_a = 0.3908$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

Cargas actuantes

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

p''= Ka h'Yt	388.728760 Kg/m ²
LSx = H(p'')	2254.63 kg/m
LSx	2254.63 kg/m
YA	2.90m

Cargas EH (presión lateral del terreno)

p = Ka H Yt	3220.895440 Kg/m ²
EH = ½ H (p)	9340.60 kg/m
EH	9340.60 kg/m
YA	1.20m

Cargas EQ (acción sísmica)

Acción sísmica del terreno (EQterr):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - I)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(I - \beta)}} \right]^2} \quad (A.11.1.1.1-2)$$

$$K_{AE} = 0.432$$

Entonces:

$$EQ_{terr} = \frac{1}{2} (K_{AE} - K_a) H^2 Y_t$$

EQ_{terr}	984.73 kg/m
Y_a	2.90m

Carga sísmica por superestructura (PEQ):

El Art. 3.10.9.1 AASHTO LRFD establece para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria, es decir:

PEQ=(PDC+DW)*A*S	651.01 kg/m
Y_A	5.43 m

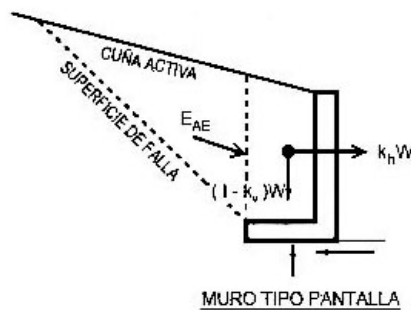


Figura 4.9.3 - 1: Diagrama de fuerzas de la cuña activa

Fuente: AASHTO LRFD 2007

De acuerdo a la (LRFD - Fig. A11.1.1.1-1)

W = peso del estribo y terreno tributario

Y_A = C.G. del estribo y terreno tributario

W	34,832.91 kg/m
Y_A	2.70 m
K_h	0.1
EQ_{estrib}	3483.29 kg/m
Y_A	2.70 m

Cargas BR (frenado)

BR	1800.00 kg/m
YA	6.80 m

Tabla 4.9.3 – 5: Resumen cargas horizontales				
CARGA	TIPO	H (Kg/m)	YA (m)	MH (Kg-m/m)
Wssupestr	Ws	199.20	5.80	1,155.34
Wssubestruc	Ws	45.72	5.80	265.17
WL	WL	165.42	7.60	1,257.17
LSx	LS	2,254.63	2.90	6,538.42
EH	EH	9,340.60	1.20	11,208.72
EQterr	EQ	984.73	2.90	2,855.72
PEQ	EQ	651.01	5.43	3,532.46
EQestrib	EQ	3,483.29	2.70	9,390.85
BR	BR	1,800.00	6.80	12,240.00

4.9.4 Estribo con puente

Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor $n=n_D+n_{RnI}=1$ Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado **Ia**. Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos **Ib**. El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

Tabla 4.9.4 - 1: Estribo con puente cargas verticales Vu							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	PDc	PDW	EV	PLL+IM	LSY	VU(Kg)
VU(Kg)	11,719	1,876	39	23,114	2,506	1,757	41,011
Resistencia La	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	42,835
	10,547	1,688	25	23,114	4,386	3,075	

Resistencia Lb	1.25	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	44,429
	14,649	2,345	59	23,114	2,506	1,757	
Ev.Extremo_La	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	42,835
	10,547	1,688	25	23,114	4,386	3,075	
Ev.Extremo_Lb	1.25	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	44,429
	14,649	2,345	59	23,114	2,506	1,757	
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	41,011
	11,719	1,876	39	23,114	2,506	1,757	

Tabla 4.9.4 - 2: Momento estabilizador (Por Cargas Verticales) Mvu							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	PDc	PDW	EV	PLL+IM	LSY	MVU(Kg-m)
MV(Kg-m)	21,924	3,626	76	55,607	4,845	5,213	91,291
Resistencia La	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	96,254
	19,732	3,264	49	55,607	8,479	9,123	
Resistencia Lb	1.25	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	97,717
	27,406	4,533	113	55,607	4,845	5,213	
Ev.Extremo_La	0.90	0.90	0.65	1.00	1.75	1.75	96,254
	19,732	3,264	49	55,607	8,479	9,123	
Ev.Extremo_Lb	1.25	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	97,717
	27,406	4,533	113	55,607	4,845	5,213	
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	91,291
	21,924	3,626	76	55,607	4,845	5,213	

Tabla 4.9.4 - 3: Cargas horizontales Hu										
TIPO	LSX	EH	EQ			BR	WS		WL	Σ
CARGA	LS	EH	EQ _{TERRENO}	PEQ	EQ _{ESTRI}	BR	Wssup	Wssub	WL	HU(Kg)
H(Kg)	2,255	9,341	985	651	3,483	1,800	199	46	165	18,925
Resistencia La	1.75	0.90	0	0	0	1.75	0	0	0	15,502
	3,946	8,407	0	0	0	3,150	0	0	0	
Resistencia Lb	1.75	1.25	0	0	0	1.75	0	0	0	18,771
	3,946	11,676	0	0	0	3,150	0	0	0	
Ev.Extremo_La	0.90	0.90	1	1	1	0.50	0	0	0	16,455
	2,029	8,407	985	651	3,483	900	0	0	0	
Ev.Extremo_Lb	1.25	1.25	1	1	1	0.50	0	0	0	20,513
	2,818	11,676	985	651	3,483	900	0	0	0	
Servicio 1	1.00	1.00	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.0	13,634
	2,255	9,341	0	0	0	1,800	60	14	165	

Tabla 4.9.4 - 4: Momento de vuelco (por cargas horizontales) M Hu										
TIPO	LSX	EH	EQ			BR	WS		WL	Σ
CARGA	LS	EH	EQ _{TERRENO}	PEQ	EQ _{ESTR I}	BR	W _{ssup}	W _{ssub}	WL	HU(Kg)
H(Kg)	6,538	11,209	2,856	3,532	9,391	12,240	1,155	265	1,257	48,444
Resistencia La	1.75	0.90	0	0	0	1.75	0	0	0	42,950
	11,442	10,088	0	0	0	21,420	0	0	0	
Resistencia Lb	1.75	1.25	0	0	0	1.75	0	0	0	46,873
	11,442	14,011	0	0	0	21,420	0	0	0	
Ev.Extremo La	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	37,871
	5,885	10,088	2,856	3,532	9,391	6,120	0	0	0	
Ev.Extremo Lb	1.25	1.25	1.00	1.00	1.00	0.50	0	0	0	44,083
	8,173	14,011	2,856	3,532	9,391	6,120	0	0	0	
Servicio 1	1.00	1.00	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	31,670
	6,538	11,209	0	0	0	12,240	347	80	1,257	

Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Vuelco alrededor del punto “A”

Cálculo de emáx:

Estado límite de Resistencia (LRFD- Art. 11.6.3.3)

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $\frac{3}{4}$ centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir emáx 1.000 m

Estado límite de evento extremo (LRFD- Art. 11.6.5).

Cuando $YEQ=0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los $2/3$ centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq 1/3B$). Cuando $YEQ=1$, mantener la resultante dentro de los $8/10$ centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq 2/5B$). Para valores de YEQ entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $YEQ=0.5$, la interpolación señala el límite $e \leq 11/30B$.

Es decir emáx 1.467 m

Estado	Vu (Kg/m)	Mvu (Kg*m/m)	Mhu (Kg*m/m)	X0 (m)	e (m)	e máx. (m)
Resistencia Ia	42,835.36	96,253.60	42,950.08	1.24	0.76	1.00 OK
Resistencia Ib	44,429.14	97,716.82	46,873.13	1.14	0.86	1.00 OK
Evento Extremo Ia	42,835.36	96,253.60	37,871.45	1.36	0.64	1.47 OK
Evento Extremo Ib	44,429.14	97,716.82	44,082.95	1.21	0.79	1.47 OK

Deslizamiento en base del estribo

$\mu = \text{tg}\phi$	0.577	(Art. 10.6.3.3)
ϕ	0.8	Estado límite de Resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1).
	1	estado límite de Evento Extremo (Art. 11.6.5)

Estados	Vu (Kg/m)	RESISTENTE (Kg/m) $F_f = \mu (\phi Vu)$	Hu ACTUANTE (Kg/m)
Resistencia Ia	42,835.36	19,772.80	15,502.13 OK
Resistencia Ib	44,429.14	20,508.49	18,771.34 OK
Evento Extremo Ia	42,835.36	24,716.00	16,454.73 OK
Evento Extremo Ib	44,429.14	25,635.61	20,513.06 OK

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

1) Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0.45$ LRFD-Tabla 10.5.5.2.2-1

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (q_{adm}) = 1.94 \text{ kg/cm}^2$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 1$ LRFD-Art. 11.6.5

$$q_R = \phi_b (q_{adm}) = 4.30 \text{ kg/cm}^2$$

3) Estado límite de Servicio:

$$q_{adm} = 4.30 \text{ kg/cm}^2$$

Estado	Vu (Kg/m)	Mvu (Kg*m/m)	Mhu (Kg*m/m)	X0 (m)	e (m)	q (Kg/cm2)	q máximo permitido
Resis. Ia	42,835	96,254	42,950	1.24	0.76	1.72	1.94 OK
Resis. Ib	44,429	97,717	46,873	1.14	0.86	1.94	1.94 OK
Evento Extremo Ia	42,835	96,254	37,871	1.36	0.64	1.57	4.30 OK
Evento Extremo Ib	44,429	97,717	44,083	1.21	0.79	1.84	4.30 OK
Servicio 1	41,011	91,291	31,670	1.45	0.55	1.41	4.30 OK

4.9.5 Estribo sin puente

Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

Tabla 4.9.5 - 1: Estribo sin puente cargas verticales Vu				
TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LSY	VU(Kg)
VU(Kg)	11,718.80	23,114.11	1,757.30	36,590.21
Resistencia La	0.90	1.00	1.75	36,736.31
	10,546.92	23,114.11	3,075.28	
Resistencia Lb	1.25	1.35	1.75	48,927.82
	14,648.50	31,204.04	3,075.28	
Ev.Extremo_La	0.90	1.00	1.00	35,418.33
	10,546.92	23,114.11	1,757.30	
Ev.Extremo_Lb	1.25	1.35	1.00	47,609.85
	14,648.50	31,204.04	1,757.30	
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	36,590.21
	11,718.80	23,114.11	1,757.30	

Tabla 4.9.5 - 2: Momento estabilizador (Por cargas verticales) Mvu				
TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LSY	MVU(Kg-m)
MV(Kg-m)	21,924.41	55,606.79	5,213.33	82,744.53
Resistencia La	0.90	1.00	1.75	84,462.09
	19,731.97	55,606.79	9,123.33	
Resistencia Lb	1.25	1.35	1.75	111,598.01
	27,405.51	75,069.17	9,123.33	
Ev.Extremo_La	0.90	1.00	1.00	80,552.09
	19,731.97	55,606.79	5,213.33	
Ev.Extremo_Lb	1.25	1.35	1.00	107,688.01
	27,405.51	75,069.17	5,213.33	
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	82,744.53
	21,924.41	55,606.79	5,213.33	

Tabla 4.9.5 -3: Cargas horizontales Hu					
TIPO	LSX	EH	EQ		Σ
CARGA	LS	EH	EQTERRENO	EQUESTRIBO	HU(Kg)
H(Kg)	2,254.63	9,340.60	984.73	3,483.29	16,063.24
Resistencia La	1.75	0.90	0.00	0.00	12,352.13
	3,945.60	8,406.54	0.00	0.00	
Resistencia Lb	1.75	1.35	0.00	0.00	16,555.40
	3,945.60	12,609.81	0.00	0.00	
Ev.Extremo_La	1.00	0.90	1.00	1.00	15,129.18
	2,254.63	8,406.54	984.73	3,483.29	
Ev.Extremo_Lb	1.00	1.35	1.00	1.00	19,332.45
	2,254.63	12,609.81	984.73	3,483.29	
Servicio 1	1.00	1.00	0.00	0.00	11,595.22
	2,254.63	9,340.60	0.00	0.00	

Tabla 4.9.5 - 4: Momento de vuelco (Por cargas horizontales) M Hu					
TIPO	LSX	EH	EQ		Σ
CARGA	LS	EH	EQTERRENO	EQUESTRIBO	HU(Kg-m)
H(Kg-m)	6,538.42	11,208.72	2,855.72	9,390.85	29,993.71
Resistencia La	1.75	0.90	0.00	0.00	21,530.08
	11,442.23	10,087.84	0.00	0.00	
Resistencia Lb	1.75	1.35	0.00	0.00	26,574.00
	11,442.23	15,131.77	0.00	0.00	
Ev.Extremo_La	1.00	0.90	1.00	1.00	28,872.83
	6,538.42	10,087.84	2,855.72	9,390.85	
Ev.Extremo_Lb	1.00	1.35	1.00	1.00	33,916.76
	6,538.42	15,131.77	2,855.72	9,390.85	
Servicio 1	1.00	1.00	0.00	0.00	17,747.13
	6,538.42	11,208.72	0.00	0.00	

Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo de emáx:

Estado límite de Resistencia (LRFD- Art. 11.6.3.3)

emáx 1.000 m

Estado límite de Evento Extremo (LRFD- Art. 11.6.5):

emáx 1.600 m

Estado	Vu (Kg/m)	Mvu (Kg*m/m)	Mhu (Kg*m/m)	X0 (m)	e (m)	emax(m)
Resistencia Ia	36,736	84,462	21,530	1.71	0.29	1.00 OK
Resistencia Ib	48,928	111,598	26,574	1.74	0.26	1.00 OK
Evento Extremo Ia	35,418	80,552	28,873	1.46	0.54	1.60 OK
Evento Extremo Ib	47,610	107,688	33,917	1.55	0.45	1.60 OK

Deslizamiento en base del estribo

tan δ	0.65	(Art. 10.6.3.3)
ϕT	0.8	Estado límite de Resistencia (LRFD-Tabla 10.5.5.2.2-1).
	1	estado límite de Evento Extremo (LRFD-Art. 11.6.5)

Estados	Vu (Kg/m)	RESISTENTE (Kg/m) $F_f = (\tan \delta * Vu) * \phi T$	Hu ACTUANTE (Kg/m)
Resistencia La	36,736.31	19,102.88	12,352.13 OK
Resistencia Lb	48,927.82	25,442.47	16,555.40 OK
Evento Extremo La	35,418.33	23,021.91	15,129.18 OK
Evento Extremo Lb	47,609.85	30,946.40	19,332.45 OK

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

1) Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0.45$ (LRFD-Tabla 10.5.5.2.2-1)

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (q_{adm}) = 1.94 \text{ kg/cm}^2$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 1$ (LRFD-Art. 11.6.5)

$$q_R = \phi_b (q_{adm}) = 4.30 \text{ kg/cm}^2$$

3) Estado límite de Servicio:

$$Q_{adm} = 4.30 \text{ kg/cm}^2$$

Estado	V_u (Kg/m)	M_{vu} (Kg*m/m)	M_{hu} (Kg*m/m)	X_0 (m)	e (m)	q (Kg/cm ²)	q Max. permitido
Resistencia la	36,736	84,462	21,530	1.71	0.29	1.07	1.94 OK
Resistencia lb	48,928	111,598	26,574	1.74	0.26	1.41	1.94 OK
Evento Extremo la	35,418	80,552	28,873	1.46	0.54	1.22	4.30 OK
Evento Extremo lb	47,610	107,688	33,917	1.55	0.45	1.54	4.30 OK
Servicio 1	36,590	82,745	17,747	1.78	0.22	1.03	4.30 OK

4.9.6 Cálculo del acero

4.9.6.1 Diseño de pantalla

Tabla 4.9.6.1 - 1: Cargas en base de pantalla				
CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (kg/m)	Carga(kg)	YP(m)	M(kg-m)
LS	388.73	2,021.39	2.30	4,649.20
EH	2,887.70	7,508.02	0.60	4,504.81
EQ _{terr}	632.34	3,288.17	2.30	7,562.80
PEQ	-	651.01	4.83	3,141.85
EQ _{estri}	-	2,452.57	2.47	6,067.74
BR	-	1,800.00	6.20	11,160.00
WSSUP	-	199.20	5.20	1,035.82
WSSUB	-	45.72	5.20	237.74
WL	-	165.42	7.00	1,157.92

Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado límite de Resistencia I.

$$M_u = n [1.75MLS + 1.35MEH + 1.75MBR]$$

$$M_u = 33,297.11 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Estado límite de Evento Extremo I.

$$M_u = n [1.00 \text{ MLS} + 1.35 \text{ MEH} + 1.00 \text{ MEQ} + 0.50 \text{ MBR}]$$

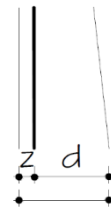
$$M_u = 33,794.90 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{Con } M_u = 33,794.90 \text{ kg}\cdot\text{m} = 3,379,489.97 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Utilizando As Ø 3/4 " y recubrimiento r= 7.50cm (**LRDF-Tabla 5.12.3-1**)

z	8.77000 cm
d	51.23 cm
As	17.45 cm ²

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b}$$



($\phi = 1.0$, según **LRFD-Art. 11.6.5** para estado límite de Evento Extremo)

USAR VARILLAS DE Ø 1" @ 0.30 m

As máximo (LRFD-Art. 5.7.3.3.1)

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

a	3.02566 cm
c	3.55960 cm
dc	51.23000 cm

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$C/dc = 0.068377593 \leq 0.42 \text{ OK}$$

Se cumple el criterio en lo cual se indica que la sección no está sobreforzada.

As mínimo (LRFD-Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta, Sc (cm³)

$$S_c = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

Sc= 18,000.0000 cm³

Módulo de Rotura

Para hormigón de densidad normal:

Fr= 33.93 kg/cm²

Momento de fisuración, M_{cr} (Kg*m)

M_{cr}	610,788.70 kg*cm
1.2M_{cr}	732,946.44 kg*cm
1.33M_u	4,494,721.66 kg*cm

El menor valor es 732,946.44 kg*cm y la cantidad de acero calculada es de 17.45 cm² resiste:

M_u= 3,379,489.97 kg*cm > 732,946.44 kg*cm OK

La cantidad de área de acero calculada resiste

Armadura de contracción y temperatura requisitos generales

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada. **(LRFD-5.10.8.2-1)**

Siendo la pantalla de sección variable, tomamos conservadoramente un grosor de 0.5 m.

As temp = 9.00 cm²

Utilizando varillas Ø 5/8", la separación será:

s= 0.2222 m = 22.22222 cm

La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm. (Art.5.10.8)

Smáx= 1.5000 m

USAR VARILLAS DE Ø 5/8" @ 0.22 m

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

Revisión de fisuración por distribución de armadura (LRFD-Art. 5.7.3.4)

Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura.

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del hormigón. Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postensado intermedios **(LRFD-C5.7.3.4)**.

Para acero principal

Esfuerzo máximo del acero:

Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y \quad (5.7.3.4-1)$$

Donde:

d_c = altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm

A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela

al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm²); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm

Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura

dc	8.45250 cm
b	30.00000 cm
nv =número de varillas	1

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v}$$

$$A = 507.15000 \text{ cm}^2$$

El parámetro Z deberá ser menor o igual que 30.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición moderada (**LRFD-Art. 5.7.3.4**).

Z = 30,000 N/mm (condición de exposición moderada) (**LRDF-Art. 5.7.3.4**).

$$Z = 30,591.0000 \text{ kg/cm}$$

Luego:

$$F_{sa} = 1883.16 \text{ kg/cm}^2$$

Se tiene que cumplir la siguiente condición: $F_{sa} \leq 06 F_y$

$$F_{sa} \leq 2,520.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$:

$$M_s = n (1.0 M_{LS} + 1.0 M_{EH} + 1.0 M_{BR}) \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_s = 20,314.0070 \text{ kg*m/m}$$

Luego:

$$M_s = 609,420.2091 \text{ kg*cm para ancho tributario de 30 cm}$$

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200,000 Mpa.

$$E_s = 200,000.00 \text{ Mpa} = 2,039,360.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (LRFD-Art.5.4.3.2)}$$

$$E_c = 15,344 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 259,036.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 7.8729$$

Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 40.15 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y :

30 y (y/2) = 40.15 (41.23-y)	
y	22.00000 cm
c	49.00000 cm

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = A_{st} c^2 + \frac{by^3}{3}$$

$$I = 202,884.04 \text{ m}^4$$

Luego:

$$F_s = 1,158.77 \text{ kg/cm}^2 < 1,883.16 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Los elementos están dimensionados de manera tal que cumplen el criterio del LRDF en el cual plantea que $f_s < f_{sa}$.

Revisión por corte

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención; sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal.

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I.

$$V_u = n [1.75 VLS + 1.35 VEH + 1.75 VBR]$$

$$V_u = 16,823.2565 \text{ Kg}$$

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo I

$$V_u = n [1VLS + 1.35 VEH + 1.00 VEQ + 1VBR]$$

$$V_u = 17,721.1639 \text{ Kg}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \text{ (LRFD-Art.5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 1 \text{ (LRFD-Art. 11.6.5)}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \text{ (LRFD-Art.5.8.3.3.-1)}$$

Siendo V_n el menor de: $V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \text{ (LRFD-Art.5.8.3.3-2)}$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [N] \quad (5.8.3.3-3)$$

$$\text{para } \beta = 2 \text{ (Art. 5.8.3.4): } V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [kg]$$

$$V_c = 44,484.09 \text{ Kg} \quad \text{(LRFD-Art.5.8.2.9)}$$

$$\text{Con } V_p = 0 \text{ y } V_s = 0 \quad V_n = 44,484.09 \text{ Kg}$$

$$\text{El menor valor de } V_n = 354,234.83 \text{ Kg}$$

$$\text{Es: } V_n = 44,484.09 \text{ Kg}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 44,484.09 > 17,721.16 \quad \text{OK}$$

4.9.6.2 Diseño de cimentación

Acero parte superior de zapata

$$M_u = n [1.25 MDC + 1.35 MEV + 1.75 MLS] \text{ (LRFD-Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_u = 30,925.66 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso.

$$\text{Con } M_u = 30,925.66 \text{ kg}\cdot\text{m} = 3,092,566.07 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Utilizando As Ø 3/4" y recubrimiento r = 7.50 cm **(LRFD-Tabla 5.12.3-1)**

Con Ø=0.9, según **LRFD-Art.5.5.4.2**

Utilizando varillas Ø 3/4", la separación será: 0.161 m = 16 cm

USAR VARILLAS DE Ø 3/4" @ 0.16 m

As Máximo (LRFD-Art. 5.7.3.3.1)

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

a	3.05747 cm
c	3.59703 cm
de	51.54750 cm

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c/de = 0.069780816 \leq 0.42 \text{ OK}$$

Se cumple el criterio en lo cual se indica que la sección no está sobreforzada.

As mínimo (LRFD-Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta, S_c (cm³)

$$S_c = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

$$S_c = 7,528.5768 \text{ cm}^3$$

Módulo de Rotura

Para hormigón de densidad normal:

$$f_r = 33.93 \text{ kg/cm}^2$$

Momento de fisuración, M_{cr} (Kg*m)

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r$$

Mcr	255,464.98 kg*cm
1.2Mcr	306,557.98 kg*cm
1.33Mu	4,113,112.87 kg*cm

El menor valor es 306,557.98 kg*cm y la cantidad de acero calculada es de 17.64 cm² resiste:

$$M_u = 3,092,566.07 \text{ kg*cm} > 306,557.98 \text{ kg*cm} \text{ OK}$$

La cantidad de área de acero calculada resiste

As de temperatura (LRFD-Art.5.10.8.2-1)

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0015 A_g \text{ (LRFD-Art.5.10.8.2-2)}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 9$$

Utilizando varillas Ø 5/8", la separación será:

$$s = 0.2222 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

USAR VARILLAS DE Ø 5/8" @ 0.22 m

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

Revisión del talón por corte

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I

$$M_u = n [1.25 \text{ MDC} + 1.35 \text{ MEV} + 1.75 \text{ MLS}] \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

$$V_u = 30,180.7446 \text{ Kg}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \text{ (LRFD-Art.5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD-Art. 11.6.5)}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \text{ (LRFD-Art.5.8.3.3.-1)}$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \text{ (LRFD-Art.5.8.3.3-2)}$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{N}] \quad (5.8.3.3-3)$$

$$\text{para } \beta=2 \text{ (Art. 5.8.3.4): } V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{kg}]$$

$$V_c = 44,753.94 \text{ Kg} \text{ (LRFD-Art.5.8.2.9)}$$

$$\text{Con } V_p=0 \text{ y } V_s=0 \quad V_n = 44,753.94 \text{ Kg; } V_n = 356,383.69 \text{ Kg}$$

$$\text{El menor valor es: } V_n = 44,753.94 \text{ Kg}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 40,278.54 > 30,180.74 \quad \text{OK}$$

Acero en fondo de zapata

Para el estado límite de Evento Extremo La, con $q_u = 1.21 \text{ kg/cm}$

$$M_u = 8,107.33 \text{ kg*m}$$

$$\text{Con } M_u = 8,107.33 \text{ kg*m} = 810,733.46 \text{ kg*cm}$$

Utilizando $A_s \phi \ 5/8"$ y recubrimiento $r = 10 \text{ cm}$ (LRFD-Tabla 5.12.3-1)

z	10.79350 cm
d	49.20650 cm
As	4.35 cm ²

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b}$$

Con $\phi=1$, según (LRFD-Artc.5.5.4.2)

Utilizando varillas $\phi 5/8"$, la separación será: 0.459 m

USAR VARILLAS DE $\phi 5/8"$ @ 0.45 m

As máximo (LRFD-Art. 5.7.3.3.1)

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

a	0.75598 cm
c	0.88939 cm
de	49.20650 cm

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

$$c/de = 0.018074724 \leq 0.42 \text{ OK}$$

Se cumple el criterio en lo cual se indica que la sección no está sobreforzada

As mínimo (LRFD-Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta, S_c (cm³)

$$S_c = 18,563.1439 \text{ cm}^3 \quad S_c = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

Módulo de Rotura

Para hormigón de densidad normal:

$$F_r = 33.93 \text{ kg/cm}^2$$

Momento de fisuración, M_{cr} (Kg*m)

M_{cr}	629,897.70 kg*cm
$1.2M_{cr}$	755,877.23 kg*cm
$1.33M_u$	1,078,275.51 kg*cm

El menor valor es 755,877.23 kg*cm y la cantidad de acero calculada es de 4.35 cm² resiste.

$$Mu = 810,733.46 > 755,877.23 \quad \text{OK}$$

La cantidad de área de acero calculada resiste.

Revisión de la punta por corte

Cálculo de dv (LRFD-Art. 5.8.2.9).

dv = peralte de corte efectivo = 0.488285076

Vu = qu (L punta - dv) = 10,256.29885

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \text{ (LRFD-Art. 5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 1 \text{ (LRFD-Art. 11.6.5)}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \text{ (LRFD-Art. 5.8.3.3.-1)}$$

Siendo Vn el menor de: $V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$ (LRFD-Art. 5.8.3.3-2)

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{N}] \quad (5.8.3.3-3)$$

$$\text{para } \beta = 2 \text{ (Art. 5.8.3.4): } V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{kg}]$$

$$V_c = 43,689.09 \text{ Kg}$$

$$\text{Con } V_p = 0 \text{ y } V_s = 0 \quad V_n = 43,689.09 \text{ Kg; } V_n = 347,904.13 \text{ Kg}$$

El menor valor de es: $V_n = 43,689.09 \text{ Kg}$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 43,689.09 > 10,256.30 \quad \text{OK}$$

CAPITULO V

“PRESUPUESTO DE MATERIAL DEL PUENTE OSCAR TURCIO”.

A petición de la alcaldía de Estelí se determinaron los materiales a utilizarse para la construcción del puente Oscar Turcio en el cual se estipuló la calidad y cantidad de los materiales de acuerdo a los resultados obtenidos de los estudios realizados.

Las propiedades de los materiales tienen como objetivo que satisfagan las normas para los grados de materiales de construcción especificados en el documento **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**.

Unidades de medida

Según los NIC – Artos. 602.21 y 110.03, se especifica respectivamente que “la medición del concreto estructural y el concreto para sellar, será hecha en metros cúbicos en la estructura terminada” y que “el cemento Portland será medido por bolsa. El vocablo “bolsa” significará 42.5 kilogramos de cemento”.

En Nicaragua el acero de refuerzo generalmente se cotiza en Quintales (100 lb). Sin embargo, con base en el NIC – Arto. 604.09 el acero de refuerzo también se calculará en kilogramos (Kg).

El acero estructural será cotizado en unidades globales. Sin embargo, con base en el NIC – Arto. 605.24 este acero también será medido en kilogramos.

COSTO DIRECTO DE MATERIALES	C\$1,268,446.44
------------------------------------	------------------------

CONCLUSIONES

El N.A.M.E es 2.07 m con un caudal máximo probable de 70.03 m³/s a un T.R de 100 años. La socavación máxima esperada es de 1 m para los estribos y 1 m para el lecho del cauce.

El suelo para cimentación se encuentra 2.45 m del nivel del lecho del cauce, con un características de clasificación (SP) según S.U.C.S, capacidad admisible de 4.30 Kg/m² y un peso específico de 1,920 Kg/m³. El suelo de relleno será del banco de materiales el Diamante N° 1.

El estribo será de concreto reforzado con una altura total 5.80 m y un desplante desde el nivel de lecho del cauce de 2.70 m. La zapata tendrá un espesor de 0.6 m y 4 m de ancho, la distribución del acero será: Ø 1" @ 0.30 m para el acero principal o vertical de la pantalla; Ø 5/8" @ 0.22 m en sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos. La parte superior de la zapata tendrá acero principal de Ø 3/4" @ 0.16 m y Ø 5/8" @ 0.22 m en sentido perpendicular, la parte inferior de la zapata tendrá acero principal Ø 5/8" @ 0.45 m y Ø 5/8" @ 0.22 m en sentido perpendicular.

La longitud de eje a eje de apoyos será 7.40 m, la longitud de la viga será 8 m y la longitud total del puente es 8.60 m

La superestructura tendrá un sistema de barandas peatonal, una losa de rodamiento de concreto reforzado con 0.20 m de espesor la distribución del acero será: acero principal superior Ø 5/8" @ 0.20 m, acero principal inferior Ø 5/8" @ 0.22 m, acero de temperatura Ø 3/8" @ 0.20 m, acero de distribución Ø 1/2" @ 0.20 . Soportados por vigas de acero longitudinales tipo I (compuesta por placas de acero y soldadas), con un perfil W14x74, con un peralte de 0.36 m.

Se utilizaran 1 diafragmas en cada apoyo y 1 intermedio elaborado por angulares, cuerda inferior L 2" x 2" x 3/16 (4.5mm) cuerda superior y diagonales L 2" x 2" x 3/16 (4.5mm)

Se tendrán rigidizadores intermedios y de apoyos, de 70 mm de ancho y 13 mm de espesor, soldados a cada lado del alma de las vigas.

Los apoyos serán semirecubiertos de neopreno, 3 capas de acero de refuerzo de 3 mm, 2 capas externas de recubrimiento de elastómero de 8 mm y 2 capas internas de elastómero de 15 mm.

Se utilizaran conectores de cortante sección "c" de 2" x 4" x 3/16" con un espesamiento de 0.38 m en toda la longitud de la viga.

Las soldaduras tendrán un espesor de 6 mm en todas las conexiones realizadas en la estructura.

El puente Oscar Turcio tiene un costo directo de materiales de C\$1, 268,446.44

Los estudios básicos y estructurales de ingeniería nos brindaron resultados que conllevan a una concepción satisfactoria del diseño del puente vehicular Oscar Turcio, que satisfaga la necesidad de la población, utilizando normativas AASHTO – LRFD y diferentes manuales nacionales e internacionales para su diseño.

RECOMENDACIONES

A los 28 días de fabricado el concreto debe cumplir las siguientes propiedades: Resistencia a la compresión $f'c=285 \text{ kg/cm}^2$ y peso volumétrico de 2400 kg/m^3 las características del concreto deben ser certificadas por ensayos realizados en laboratorios.

Los agregados (Arena y Grava) deberán estar bien graduados y limpios de tierra, grasa o de cualquier otro tipo de material que pueda perjudicar la calidad del concreto, el agua debe ser potable.

El colado del concreto se hará de manera que no se agreguen sus componentes una vez colocados se compactará con vibrador para que cubra bien el acero de refuerzo y no queden huecos y ratoneras. Inmediatamente después de colocado el concreto deberá ser protegido del secado prematuro, manteniéndolo húmedo mínimo durante 7 días.

El acero de refuerzo deberá ser grado 60 con una tensión mínima de fluencia de 420 Mpa, protegido constantemente contra daños resultantes de su almacenaje. Antes de colar el concreto, el acero de refuerzo que va a quedar embebido en el concreto deberá estar libre de costras de sarro, tierra, lodo, escamas sueltas, pintura, aceite y de toda otra sustancia extraña.

La designación del acero estructural (ASTM) A36-536, la hechura y el acabado deberán estar de acuerdo con la mejor práctica seguida generalmente en los talleres modernos especializados en puentes. Las partes de la obra que vayan a quedar expuestas a la vista deberán ser acabadas nítidamente. El material estructural, deberá ser almacenado arriba del terreno sobre plataformas u otros soportes, y conservado libre de suciedad, grasa o cualquier otra materia extraña, a la vez que protegido, hasta donde sea posible, contra la erosión.

La soldadura se hará de acuerdo con las mejores prácticas modernas y los requisitos aplicables de la Norma AWS D 1.1, con las modificaciones introducidas por las “Especificaciones Estándar para la Soldadura de Puentes de Acero Estructural para Carreteras” de la AASHTO.

El puente Oscar Turcio presenta limitaciones en el área de trabajo por las casas adyacentes, en el límite del zanjón de los cedros lo cual limita una concepción eficiente de aletones para la protección de la estructura, por ende se recomienda usar gaviones con una longitud de 15 m, tanto aguas arriba como aguas abajo a ambos lados del cauce para que éstos aporten estabilidad al talud y seguridad a las casa adyacentes sirvan de protección a los estribos del puente.

Los accesos viales al puente se encuentran en mal estado los cual se tendrían que adoquinar y realizar las obras de drenajes necesarias para la buena circulación de las precipitaciones.

Aproximadamente a 75 m al oeste de la estructura se encuentra un drenaje obsoleto de un antiguo canal que colapso, que proporciona daños a la vía de acceso al puente los cual se recomienda construir un canal de concreto subterráneo que conduzca las precipitaciones hacia el zanjón de los cedros.

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ American Association of State Highway and Transportation Officials.(2007)AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
- ✓ Ministerio de Transporte e Infraestructura División General de Planificación. (2008). *Manual para la Revisión de Diseños de Puentes y Cajas Puentes*. Managua.
- ✓ Dr. Néstor Javier Lanza Mejía.Marzo de 2010. Análisis hidrológico.
- ✓ Facultad de ingeniería U.B.A.Departamento Construcciones y estructuras. Diseño de puentes.
- ✓ MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén (2012).puentes con AASHTO-LRFD 2010.Peru
- ✓ Ministerio de transporte y comunicaciones. (2003). *Manual de diseño de puentes-MTC*. Lima-Perú.
- ✓ Leclair, R. (Marzo 2004). *Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales*. Guatemala.
- ✓ Ministerio de Transporte e Infraestructura División General de Planificación. (2008). *Manual para la Elaboracion de Especificaciones Técnicas*. Managua.
- ✓ Sampieri, M. e., Collado, D. C., & Lucio, D. P. (1991). *Metodología de la Investigación*. México: McGRAW - HILL INTERAMERICANA DE MEXICO, S.A. de C.V.

ANEXOS